



*Ministry of Transport*



*Vietnam Expressway Corporation*



*Project Management Unit No. 85*



THE WORLD BANK

**IDA Credit No. : 4779-VN**

**Project ID No. : P106235**

**Consulting Services  
for  
Detailed Design for Danang - Quang Ngai Expressway Development Project**

**Detailed Engineering Design Report (Final)**

**Volume 2: Main Report (PKG6)**

**Volume 2.2: Main Report (PKG6, Bridge)**

**July 15, 2013**

**The Joint Venture of**



**NIPPON KOEI CO.,LTD.**



**NIPPON ENGINEERING CONSULTANTS CO.,LTD.**



**CHODAI CO.,LTD.**



**THAI ENGINEERING CONSULTANTS CO., LTD.**



IDA Credit No. : 4779-VN

(IDA tín dụng số : 4779-VN)

Project ID No. : P106235)

(Mã dự án : P106235)

**Consulting Services**

**for**

**Detailed Design for Danang - Quang Ngai Expressway Development Project**  
**(Dịch vụ tư vấn Thiết kế kỹ thuật dự án Đường cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi)**

**Detailed Engineering Design Report (Final)**

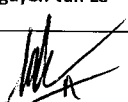
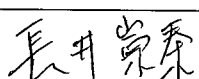

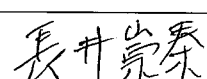
**(Báo cáo thiết kế kỹ thuật)**

**Volume 2: Main Report (PKG6)**

**(Tập 2: Thuyết minh chính (Gói thầu 6))**

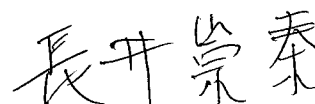
**Volume 2.2: Main Report (PKG6, Bridge)**

**(Tập 2.2: Thuyết minh chính (Gói thầu 6, Phần cầu))**

	Prepared by (Thực hiện)	Checked by (Kiểm tra)	Quality Control (KCS)	Approved by (Duyệt)
Name (Tên)	Nguyen Van Le	For Tetsuya Maeda	Nguyen Dang Hoang	For Ichizuru Ishimoto
Signature (Chữ ký)				
Date (Ngày)	July 15, 2013 (15/07/2013)	July 15, 2013 (15/07/2013)	July 15, 2013 (15/07/2013)	July 15, 2013 (15/07/2013)

**THE JOINT VENTURE OF NK-NE-CHODAI-TEC/LIÊN DANH TƯ VẤN**

**Project Manager/Giám đốc Dự án**

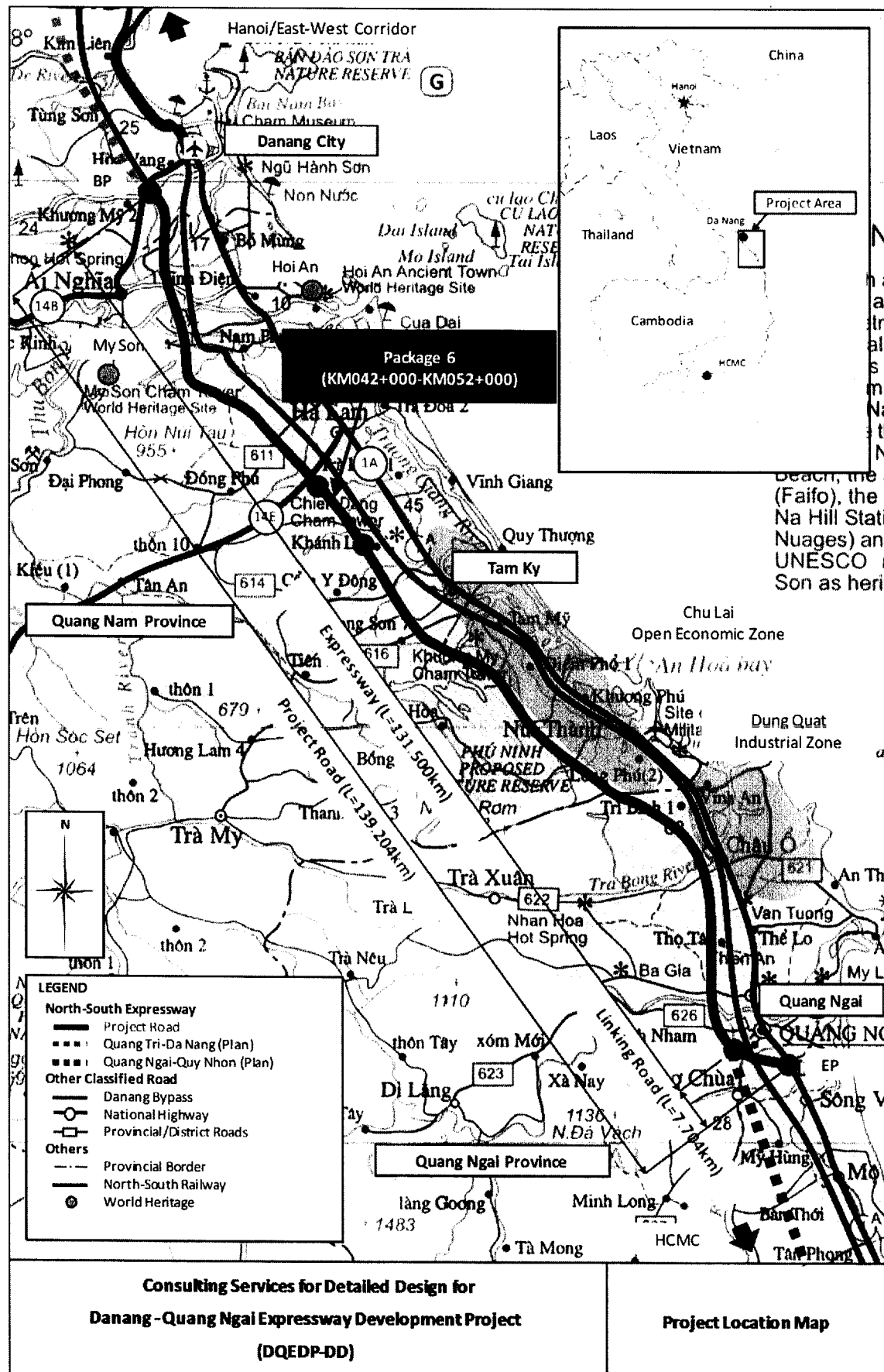


For **Ichizuru Ishimoto**

**Da Nang, July 15, 2013/Đà Nẵng ngày 15 tháng 7 năm 2013**









**Detailed Engineering Design Report (Final)**

**Volume 2 : Main Report (PKG6)**

**Volume 2.2 : Main Report (PKG6, Bridges)**

**Project Location Map**

**Table of Contents**

**List of Figures**

**List of Tables**

**Abbreviations**

<b>1. Summary.....</b>	<b>1</b>
1.1 Objective .....	1
1.2 Relevant Documents .....	1
1.3 Bridges Subject to Report .....	1
1.4 Report Structure .....	1
1.5 Revisions from Basic Design .....	2
1.6 Summary of Detailed Engineering Design Results .....	4
1.7 Next Steps .....	4
<b>2. References .....</b>	<b>4</b>
<b>3. Bridge Design Criteria .....</b>	<b>5</b>
3.1 General.....	5
3.2 Revisions from Basic Design .....	5
3.3 Summary of Bridge Design Criteria .....	5
3.3.1 Applicable Design Standards .....	5
3.3.2 Design Policy .....	6
3.3.3 Design Method.....	6
(1) Limit States.....	6
(2) Load Modifier: $\eta_i$ .....	7
(3) Limit States for Bridge Structure .....	7
3.3.4 Load Factor and Combination .....	8
(1) Loads .....	8
(2) Load Factor and Combination .....	8
3.3.5 Design Loads .....	9
3.3.6 Structural Design.....	9
3.3.7 Material Properties .....	9
<b>4. Bridge Design .....</b>	<b>9</b>
4.1 General.....	9
4.2 Revisions from Basic Design.....	9
4.2.1 Bridge Planning .....	9
4.2.2 Bridge Plan .....	9
4.3 Detailed Engineering Design Results.....	21
4.3.1 Superstructure Design.....	21
(1) Summary of Superstructure Design Results.....	21
(2) Revisions from Basic Design .....	21
(3) Summary of Structural Calculation Results .....	21

4.3.2	Substructure and Foundation Design.....	33
(1)	Summary of Substructure and Foundation Design .....	33
(2)	Revisions from Basic Design .....	33
(a)	Substructure.....	33
(b)	Foundation .....	34
(3)	Summary of Structural Calculation Results .....	34
4.3.3	Ancillary Works .....	35
(1)	Bearings.....	35
(2)	Expansion Joints.....	36
(3)	Bridge Railings and Protection Fence including Utility Spaces.....	37
(a)	Planning Criteria.....	37
(b)	Summary of Bridge Railing and Protection Fence Design Results.....	38
(4)	Anti-glare Screen .....	38
(5)	Anti-noise Barrier .....	38
(6)	Surface Drainage .....	39
(7)	Inspection Way.....	39
(8)	Embankment Slope .....	39
(9)	Revetment and River Bed Protection .....	40
(a)	Planning Criteria.....	40
(i)	River Bed Protection .....	40
(ii)	Protection of Abutment Slope Foundation (River Bridge) .....	40
(iii)	Revetment.....	41
(b)	Summary of Revetment and River Bed Protection Design Results .....	42
5.	Conclusions .....	42

## Appendix

Appendix 1 : Design Criteria (Bridge Design)

Appendix 2 : Relevant Documents

Appendix 2.1 : MOT's Approval (Applicable Technical Standards)

Appendix 2.2 : MOT's Approval (F/S)

Appendix 2.3 : MOT's Approval (Additional Applicable Technical Standards (1<sup>st</sup>))

Appendix 2.4 : Memorandum of Meeting (B/D of Other Bridges)

Appendix 2.5 : Consultant's Comments on VNPT's B/D of Optical Cable System

Appendix 2.6 : VEC's Letter (Additional Applicable Technical Standards (2<sup>nd</sup>))

Appendix 2.7 : Consultant's Proposal on Structural Calculation of Abutment Wall

Appendix 2.8 : Agreement with Thang Binh District

Appendix 2.9 : Appraisal Consultant's Comments (Draft D/D of PKG6)

Appendix 2.10 : Consultant's Answers to Appraisal Comments (Draft D/D of PKG6)

Appendix 2.11 : Agreement Minute of meeting (VEC, PMU85, Consultant) (D/D of PKG6)

Appendix 2.12 : VEC's Decision (D/D of PKG6)

Appendix 3 : Summary of Structural Calculation Sheets

Appendix 3.1 : Superstructure (PC-I Girder)

Appendix 3.2 : By Bridge

### List of Figures

Figure 1-1	Bridge Location Map in PKG6 .....	3
Figure 4-1	Elevation and Plan (OP11) .....	12
Figure 4-2	Elevation and Plan (CB11) .....	13
Figure 4-3	Elevation and Plan (ORB11) .....	14
Figure 4-4	Elevation and Plan (ORB12) .....	15
Figure 4-5	Elevation and Plan (CB12) .....	16
Figure 4-6	Elevation and Plan (ORB13) .....	17
Figure 4-7	Elevation and Plan (OP11a) .....	18
Figure 4-8	Elevation and Plan (LRB09) .....	19
Figure 4-9	Elevation and Plan (CB13) .....	20
Figure 4-10	Bridge Cross Sections and (OP11) .....	22
Figure 4-11	Bridge Cross Sections (CB11) .....	23
Figure 4-12	Bridge Cross Sections (ORB11) .....	24
Figure 4-13	Bridge Cross Sections (ORB12) .....	25
Figure 4-14	Bridge Cross Sections (CB12) .....	26
Figure 4-15	Bridge Cross Sections (ORB13, 1/2) .....	27
Figure 4-16	Bridge Cross Sections (ORB13, 2/2) .....	28
Figure 4-17	Bridge Cross Sections (OP11a) .....	29
Figure 4-18	Bridge Cross Sections (LRB09, 1/2) .....	30
Figure 4-19	Bridge Cross Sections (LRB09, 2/2) .....	31
Figure 4-20	Bridge Cross Sections (CB13) .....	32
Figure 4-21	Image of Substructure .....	34
Figure 4-22	Image of Foundation .....	34
Figure 4-23	Image of Bearings .....	35
Figure 4-24	Image of Expansion Joints .....	36
Figure 4-25	Image of Bridge Railing and Protection Fence .....	37
Figure 4-26	Image of Anti-glare Screen .....	38
Figure 4-27	Image of Surface Drainage Facilities .....	39
Figure 4-28	Image of River Bed Protection .....	40
Figure 4-29	Image of Protection of Abutment Slope Foundation (River Bridge) .....	40
Figure 4-30	Image of Revetment .....	41

## List of Tables

Table 1-1	Relevant documents to D/D of Other Bridges in PKG6 .....	1
Table 1-2	Report Structure (Bridge) .....	1
Table 1-3	Revisions from Basic Design .....	2
Table 1-4	Summary of Detailed Engineering Design Results in PKG6 .....	4
Table 2-1	References .....	4
Table 3-1	Revision from Basic Design (Bridge Design Criteria) .....	5
Table 3-2	Applicable Bridge Design Standards .....	5
Table 3-3	Load Modifier .....	7
Table 3-4	Limit States for Bridge Structure .....	7
Table 3-5	Permanent and Transient Loads .....	8
Table 3-6	Load Combinations and Factors .....	8
Table 3-7	Load Factors for Permanent Load: $\gamma_p$ .....	9
Table 3-8	Load Factor for Temperature Gradient: $\gamma_{TG}$ .....	9
Table 4-1	Summary of Revisions from Basic Design (Bridge Planning) .....	10
Table 4-2	Summary of Revised Bridge Plan in comparison with B/D .....	11
Table 4-3	Summary of Superstructure Design Results .....	21
Table 4-4	Summary of Substructure and Foundation Design .....	33
Table 4-5	Typical Substructure Plan .....	33
Table 4-6	Embedding Depth of Substructure .....	34
Table 4-7	Typical Foundation Plan .....	34
Table 4-8	Summary of Bearing Design .....	35
Table 4-9	Summary of Expansion Joint Design .....	36
Table 4-10	Planning Criteria of Bridge Railing and Protection Fence .....	37
Table 4-11	Summary of Bridge Railing and Protection Fence Design Results .....	38
Table 4-12	Planning Criteria for Embankment Slope and Protection (At Abutment) .....	39
Table 4-13	Planning Criteria for River Bed Protection .....	40
Table 4-14	Planning Criteria for Protection of Abutment Slope Foundation (River Bridge) .....	40
Table 4-15	Planning Criteria for Revetment .....	41
Table 4-16	Summary of Revetment and River Bed Protection Design Results .....	42

## **Abbreviations**

AASHTO	: American Association of State Highway and Transportation Officials
ASTM	: American Society for Testing and Materials
B/D	: Basic Design
BP	: Beginning Point
CL	: Centerline
D/D	: Detailed Engineering Design
DHWL	: Design High Water level
EIA	: Environmental Impact Assessment
EP	: Ending Point
FG	: Finished Grade
F/S	: Feasibility Study
HCMC	: Ho Chi Minh City
IC	: Interchange
ID	: Identification
IDA	: International Development Association
JICA	: Japan International Cooperation Agency
LRFD	: Load and Resistance Factor Design
MOT	: Ministry of Transport
MSEW	: Mechanical Stabilized Earthen Wall
NEXCO	: Nippon Expressway Company Limited
NH	: National Highway
O&M	: Operation and Maintenance
PMU	: Project Management Unit
PC	: Pre-stressed Concrete
PKG	: Package
RC	: Reinforced Concrete
TL	: Test Level
VEC	: Vietnam Expressway Corporation
WB	: The World Bank

## 1. Summary

### 1.1 Objective

Draft Detailed Engineering Design (D/D) Report (PKG6, Other Bridges) (Rev. 0) was submitted in Letter No. DQEDD-PMU85-682-12 on December 12, 2012. The objective of this Final D/D Report (Rev. 0) is to finalize the drawings and structural and quantity calculation sheets according to the following items:

- Appraisal Results in PKG6 (see No. 12 to 14, Table 1-1)
- Appraisal Results in the Prior PKGs
- Internal Check Results by the Consultant

### 1.2 Relevant Documents

The relevant documents to the D/D Reports (Bridge) are shown in Table 1-1.

**Table 1-1 Relevant documents to D/D of Other Bridges in PKG6**

No.	Category	Documents	Ref. No.	Date	References
1	Common (Report)	B/D Report for Civil Works (Rev. 3) (Whole Section of Expressway)	DQEDD-PMU85-700-12	Dec. 28, 2012	Volume 1
2		Design Criteria (Bridge Design)	DQEDD-PMU85-012-12	Jan. 19, 2012	Appendix 1
3	Common (Letter)	MOT's Approval (Applicable Technical Standards)	362/QD-BGTVT	Feb. 20, 2009	Appendix 2.1
4		MOT's Approval (F/S)	2656/QD-BGTVT	Sep. 10, 2010	Appendix 2.2
5		MOT's Approval (Additional Applicable Technical Standards (1 <sup>st</sup> ))	727/QD-BGTVT	Apr. 6, 2012	Appendix 2.3
6		Memorandum of Meeting (B/D of Other Bridges)	—	Aug. 27, 2012	Appendix 2.4
7		Consultant's Comments on VNPT's B/D of Optical Cable System	DQEDD-PMU85-149-13	Mar. 22, 2013	Appendix 2.5
8		VEC's Letter (Additional Applicable Technical Standards (2 <sup>nd</sup> ))	957/TTr-VEC	Mar. 28, 2013	Appendix 2.6
9		Consultant's Proposal on Structural Calculation of Abutment Wall	DQEDD-PMU85-176-13	Mar. 30, 2013	Appendix 2.7
10	PKG6	Minutes of Meeting (Thang Binh District)	—	April 5, 2012	Appendix 2.8
11		Appraisal Consultant's Comments (Draft D/D of PKG6)	916/VEC-KTCNMT	March 26, 2013	Appendix 2.9
12		Consultant's Answers to Appraisal Comments (Draft D/D of PKG6)	DQEDD-PMU85-364-13	April 12, 2013	Appendix 2.10
13		Agreement Minute of Meeting (VEC, PMU85, Consultant)	—	Jun. 07, 2013	Appendix 2.11
14		VEC's Decision (D/D of PKG6)	308/QD-VEC	July. 09, 2013	Appendix 2.12

### 1.3 Bridges Subject to Report

The bridges subject to the D/D Reports (Bridge) are all bridges (9 bridges) in PKG6.

The station of PKG6 is from KM042+000 to KM052+000 on the Project road and passing through Binh Quy, Binh Chanh, Binh Que and Binh An Communes in Quang Nam Province.

The bridge location map in PKG6 is shown in Figure 1-1 in the next page.

### 1.4 Report Structure

The report structure (bridge) is shown in Table 1-2.

**Table 1-2 Report Structure (Bridge)**

Volume	Section	Remarks
<b>Basic Design Report</b>		
Volume 1: Basic Design Report for Civil Works (Final) (Whole Sections of Expressway) (DQEDD-PMU85-401-13, June. 24, 2013)	Section 5, Volume 1: Basic Design of Other Bridges	Main text of basic design of other bridges
	Appendix 5, Volume 2: Appendices for Other Bridges	Appendices for basic design of other bridges
	Volume 5: Drawings (3), Other Bridges	General view of other bridges (B/D)
<b>Detailed Engineering Design Report</b>		
Volume 2: Main Report (PKG6) Volume 2.2: Main Report (PKG6, Bridge)	1: Summary	General and summary of sections 2 to 5
	2: Relevant Sections	Reference to D/D of bridges in other sections
	3: Bridge Design Criteria	Bridge design criteria including revisions from B/D
	4: Bridge Design	Bridge plan and design including revisions from B/D
	5: Conclusions	Conclusions and next steps to finalize the D/D report
	Appendix 1: Design Criteria (Bridge Design)	DQEDD-PMU85-12-12 dated on January 18, 2012 (see No.1, Table 1-1)
	Appendix 2: Relevant Documents	Relevant documents in D/D of PKG6 (see Table 1-1)
	Appendix 3: Summary of Structural Calculation Sheets	Summary of structural calculation sheet by bridge
Volume 3: Drawings (PKG6) Volume 3.2: Bridge Works (PKG6)		D/D drawings of bridge works
Volume 4: Structural Calculation Report (PKG6) Volume 4.2: Bridge Works (PKG6)	1: Typical Structures	Structural calculation sheet of typical bridge structures
	2: By Bridge	Structural calculation sheet by bridge
Volume 5: Quantity Report (PKG6) Volume 5.2: Bridge Works (PKG6)		Quantity calculation sheet of bridge works



## 1.5 Revisions from Basic Design

The revisions from B/D are summarized in the following sections, respectively.

**Table 1-3 Revisions from Basic Design**

No.	Item		Section
1	Revision of Bridge Design Criteria from B/D		3.2
2	Revisions of Bridge Design from B/D	Bridge Planning	4.2{1}
3		Bridge Plan	4.2{2}



Figure 1-1 Bridge Location Map in PKG6

## 1.6 Summary of Detailed Engineering Design Results

The summary of D/D results in PKG 6 is shown in Table 1-4.

**Table 1-4 Summary of Detailed Engineering Design Results in PKG6**

No.	Bridge Code <sup>1)</sup>	Jurisdiction			Bridge Location			Design Results						
		City/ Province	District	Commune	Expressway/Linking Road		Cross Road	B/D (B/D Report (Rev. 2))			D/D (This Report)			
					Thruway	Interchange		Bridge Station	Girder Type	Girder Arrange.	Bridge Station	Girder Type	Girder Arrange.	
														Thruway
1	OP11	Quang Nam	Thang Binh	Binh Quy	●				KM042+723	PC-I Girder	1@21m	KM042+723	PC-I Girder	1@21m
2	CB11				●				KM043+655	PC-I Girder	1@27m	KM043+655	PC-I Girder	1@27m
3	ORB11				●				KM044+440	PC-I Girder	2@24m	KM044+440	PC-I Girder	2@24m
4	ORB12			Binh Chanh	●				KM045+438	PC-I Girder	1@30m	KM045+438	PC-I Girder	1@30m
5	CB12				●				KM045+540	PC-I Girder	1@27m	KM045+540	PC-I Girder	1@27m
6	ORB13				●				KM045+880	PC-I Girder	2@27m	KM045+885	PC-I Girder	2@27m
7	OP11a				●				KM047+136	PC-I Girder	1@21m	KM047+136	PC-I Girder	1@21m
8	LRB09				●				KM047+911	PC-I Girder	3@33m	KM047+911	PC-I Girder	3@33m
9	CB13			●				KM048+390	PC-I Girder	1@27m	KM048+390	PC-I Girder	1@27m	

1) LRB: Large River Bridge (L>100m), ORB: Other River Bridge (Medium (25m<L<100m) and Small (L<25m)), CB: Canal Bridge, VD: Viaduct, OP: Overpass, IRB: Interchange Rampway Bridge, FO: Flyover

## 1.7 Next Steps

The drawings and structural and quantity calculation sheets of the Draft D/D Report (PKG6, Other Bridges) (Rev. 0) were finalized in accordance with the appraisal results.

The VEC's approval will be obtained based on this D/D Report (Final) (PKG6, Other Bridges) (Rev. 0).

## 2. References

The reference to the D/D of bridges is as shown in Table 2-1.

**Table 2-1 References**

No.	Items			References in Volume 2.1
1	Legal Basis			Section 2
2	Natural Condition Surveys	Topographic Surveys		Section 3.1 (To be submitted Individual Report)
3		Geotechnical/Geological Survey		Section 3.2 (To be submitted Individual Report)
4		Hydrological/Inundation Analysis	Design High Water Level	Section 3.3 (To be submitted Individual Report)
5			Design Navigation Water Level	
6			Velocity	
7			Required Bridge Opening Length	
8			Scouring Analysis	
9	Highway Design	Thruway Design (Expressway and Linking Road)	Geometric Design Standards	Section 4
10			Typical Cross Sections	Section 5
11			Designed Alignment	Section 6
12		Cross Road/Frontage Road Design	Geometric Design Standards	Section 4
13			Typical Cross Sections	Section 10
14			Designed Alignment	
15			Cross Structure Plan	
16		Interchange Design		Section 11
17	Road Structure Design	Pavement Design		Section 8
18		Geotechnical Design		Section 7
19		Road Culvert Design		Section 10
20		Drainage Design	Bridge Surface Drainage Analysis	Section 9
21			Road Side Ditch Design	
22			Relocation Plan of Existing Waterway	
23	Miscellaneous Design	Traffic Safety Design		Section 13
24		Electrical/Communication Design	Facility Plan	
25			Conduit Plan	
26	Construction Planning/	Construction Planning		Section 14 (To be submitted Individual Report)
27	Cost Estimate	Cost Estimate		(To be submitted Individual Report)

### 3. Bridge Design Criteria

#### 3.1 General

The bridge design criteria were established and submitted the report to PMU85 in the B/D stage in Letter No. DQEDD-PMU85-12-12 dated on January 18, 2012 (see Appendix 1)

These criteria were applied in the D/D stage with the revisions described in 3.2.

#### 3.2 Revisions from Basic Design

The revisions from B/D (bridge design criteria) are shown in Table 3-1.

**Table 3-1 Revision from Basic Design (Bridge Design Criteria)**

No.	Item	B/D (DQEDD-PMU85-12-12)		D/D (This Report)
		Section	Design Criteria	Revised Design Criteria
1	Applicable Bridge Design Standards (Standards for Material Properties)	2	Material properties are different between design and material standards listed in Table 3.	Design: Prioritize design standards Material Properties: Prioritize material standards
2	Load Factor and Combination (Load Combination)	3.3.2(2)	Water load and stream pressure (WA) is combined in the limit state of fatigue-LL and IM&CE only.	Not combined
3	Design Vehicular Live Load (Design Lane Width)	4.2.1(3)	Design lane width in design vehicle live load is determined 3,600mm.	3,500mm
4	Design Vehicular Live Load (Coefficient of Tandem Axle Weights)	4.2.1(3)	Coefficient of tandem axle weight factors on roads of class V and below is not determined.	Road Class V to B: 0.65, Road Class C: 0.5 (see 1.1 in Appendix 2.4)
5	Anchorage Seating or Set (Formula for Loss of Tension Force)	5.2.1(1)(a)(iii)	$\Delta P = (\Delta L/L) \cdot A_p \cdot E_p$ (AP: Loss of tension force due to set of tendon)	$\Delta P = (\Delta L/L) \cdot A_p \cdot E_p$
6	Partially De-bonded Strands	Not determined (Expected not exceeded 25% of total number of strands) (Section 5.11.4.3, 22 TCN 272-05)		Not exceeded 40% of total number of strands (Need to consider tensile capacity at girder ends) (Australian Standards/current practices in Vietnam)
7	Drilled-shaft Resistance (Pile Capacity)	—	Formula for estimation of drilled-shaft resistance in cohesionless soils is not determined.	Resse and O'Neill (1999)
8	Concrete Strength (Post-tensioned PC-I Girder)	6.1	Concrete strength of post-tensioned PC-I girder is applied 40MPa in accordance with F/S report.	45MPa
9	Concrete Strength (Non-RC Structure)	6.1	Concrete strength of non-RC structure is applied 18MPa in accordance with F/S report.	Deleted

#### 3.3 Summary of Bridge Design Criteria

The summary of bridge design criteria is described below.

##### 3.3.1 Applicable Design Standards

The applicable design standards in the Project was proposed by the D/D Consultant and approved by MOT in Decision No. 727/QĐ-BGTVT dated on April 6, 2012.

The design criteria for other bridges were established based on Specifications for Bridge Design (22 TCN 272-05) with relevant Vietnamese standards as listed in Table 3-2.

The design items which are required in 22 TCN 272-05 but not clearly defined the requirements in Table 6.3-2; those were referred to AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Fourth Edition 2007.

The material properties were prioritized the material standards as listed in Table 3-2.

**Table 3-2 Applicable Bridge Design Standards**

No.	Category	Applicable Design Standards	
		Code	Title
1	Design Standards	22 TCN 272-05	Specifications for Bridge Design
2		TCXDVN 205: 1998	Pile Foundation - Design Standards
3		TCXDVN 375: 2006	Design Earthquake Bearing Facilities
4		TCVN 2737: 1995	Loads and Effects - Design Standards
5		TCVN 5664-2009	Rules for Technical Classification of Inland Waterways
6	Material Standards	TCXDVN 356: 2005	Concrete and Reinforced Concrete
7		22 TCN 267 -2000	Pre-stressed Concrete Anchor T13; T15&D13; D15
8		TCVN 1651: 2008	Steel for Reinforcement of Concrete
9		TCXDVN 338: 2005	Steel Structures - Design Standards
10		ASTM A722	High-strength Steel Bar for Pre-stressing Concrete
11		ASTM A416	Seven-wires, Stress-relieved Strands for Pre-stressed Concrete

### 3.3.2 Design Policy

The draft D/D of other bridges was adopted the following design policies:

- The design life for bridge shall be 100 years;
- The importance category of bridge shall be applied Essential Bridge; and
- The PC components shall be design as fully pre-stressed (not partially pre-stressed) concrete.

The importance category of bridge is classified into the Critical, Essential and Other Bridges in Section 3.10.3, 22 TCN 272-05; however, the definitions of importance category are not clearly mentioned. In the "Commentary to the Specifications for Bridge Design 22 TCN 272-05" issued by MOT in December 2004, it is originally referred from AASHTO LRFD and it can be defined as follows:

- **Critical Bridge:** the critical structures must remain open to all traffic after the design earthquake and be usable by emergency vehicles and for security/defense purposes immediately after a large earthquake, e.g., a 2500-year return period event.
- **Essential Bridge:** the essential structures are generally those that should, as a minimum, be open to emergency vehicles and for security/defense purposes immediately after the design earthquake, i.e., a 500-year return period event.

On the meeting among WB, MOT, VEC, PMU85, PMU1 and D/D Consultant dated on January 10, 2012, it was confirmed that the critical roads/bridges are not existed/planned in Vietnam; therefore, the importance category of bridge shall be applied Essential Bridge in the Project.

### 3.3.3 Design Method

The bridge structures shall be designed by the specified limit states in 22 TCN 272-05 to achieve the objectives of constructability, safety, serviceability with due regard to issues of inspectibility, economy and aesthetics to ensure the 100 years design life.

#### (1) Limit States

The bridge structures shall be verified by the following limit states, and all of limit states shall be considered of equal importance:

- Strength limit state
- Extreme event limit state
- Service limit state
- Fatigue limit state

Each component and connection shall satisfy the following equation for service limit, fatigue and fracture limit, strength limit and extreme event limit states.

$$Q = \sum \eta_i Y_i Q_i \leq \Phi R_n = R_r$$

where:

- $Q$  : Factored load
- $Q_i$  : Force effect
- $R_n$  : Nominal resistance
- $R_r$  : Factored resistance
- $Y_i$  : Load factor
- $\Phi$  : Resistance factor
- $\eta_i$  : Load modifier

## (2) Load Modifier: $\eta_i$

The load for strength limit state is calculated by the following equation.

Besides the load modifier for the other limit state shall be applied 1.0.

In which:

For loads for which a maximum value of  $\eta_i$  is appropriate:

$$\eta_i = \eta_D * \eta_R * \eta_I \geq 0.95$$

For loads for which a minimum value of  $\eta_i$  is appropriate:

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D * \eta_R * \eta_I} \leq 1.0$$

where:

$\eta_D$  : A factor relating to ductility

$\eta_R$  : A factor relating to redundancy

$\eta_I$  : A factor relating to operational importance

**Table 3-3 Load Modifier**

No.	Factor	Category	Strength Limit State	This Report
1	$\eta_D$	For non-ductile components and connections	$\geq 1.05$	Each
2		For conventional designs and details complying with 22 TCN 272-05	1.00	
3		For components and connections for which additional ductile-enhancing measures have been specified beyond those required by 22 TCN 272-05	$\geq 0.95$	
4	$\eta_R$	For non-redundant members	$\geq 1.05$	Each
5		For conventional levels of redundancy	1.00	
6		For exceptional levels of redundancy	$\geq 0.95$	
7	$\eta_I$	For important bridges	$\geq 1.05$	1.00 <sup>1)</sup>
8		For typical bridges	1.00	
9		For relatively less important bridges	$\geq 0.95$	

1) Applied same classification with Operation Importance, Article 3.10.3, 22 TCN 272-05  
("Commentary to the specifications for Bridge Design 22 TCN 272-05" issued by MOT in December 2004)

## (3) Limit States for Bridge Structure

The limit states for bridge structure are shown in Table 3-4.

**Table 3-4 Limit States for Bridge Structure**

No.	Limit State	Outline of Limit State
1	Strength-I	Basic load combination relating to the normal vehicular use of the bridge without wind.
2	Strength-II	Load combination relating to the bridge exposed to wind velocity exceeding 25m/s without live load.
3	Strength-III	Load combination relating to normal vehicular use of the bridge with wind of 25m/s velocity.
4	Extreme Event	Load combination relating to earthquake, collision by vessels and vehicles, and certain hydraulic events with a reduced live load other than that which is part of the vehicular collision load, CT.
5	Service	Load combination relating to the normal use of the bridge with a 25m/s wind and all loads taken at their normal values, to control deflections, crack width in RC and PC structure, yielding of steel structures and slip of slip critical connections due to vehicular live load, and to investigate slope stability.
6	Fatigue	Fatigue and fracture load combination relating to repetitive gravitational vehicular live load and dynamic responses under a single design truck.

### 3.3.4 Load Factor and Combination

#### (1) Loads

The permanent and transient loads are shown in Table 3-5.

**Table 3-5 Permanent and Transient Loads**

No.	Category	Loads
1	Permanent Loads	DD : Downdrag
2		DC : Dead load of structural components and nonstructural attachment
3		DW : Dead load of wearing surfaces and utilities
4		EH : Horizontal earth pressure load
5		EL : Accumulated locked-in force effects resulting from the construction process, including the secondary forces from post-tensioning
6		ES : Earth surcharge load
7		EV : Vertical pressure from dead load of earth fill
8	Transient Loads	BR : Vehicular braking force
9		CE : Vehicular centrifugal force
10		CR : Creep
11		CT : Vehicular collision force
12		CV : Vessel collision force
13		EQ : Earthquake
14		FR : Friction
15		IM : Vehicular dynamic load allowance
16		LL : Vehicular live load
17		LS : Live load surcharge
18		PL : Pedestrian live load
19		SE : Settlement
20		SH : Shrinkage
21		TG : Temperature gradient
22		TL : Train Load (not applied in the Project)
23		TU : Uniform temperature
24		WA : Water load and stream pressure
25		WL : Wind on live load
26		WS : Wind load on structure

#### (2) Load Factor and Combination

The total factored force effect was taken as:

$$Q = \sum \eta_i * \gamma_i * Q_i$$

where:

$Q_i$  : force effects from loads

$\gamma_i$  : load factors specified in Tables 3-6 to 3-8

**Table 3-6 Load Combinations and Factors**

No.	Limit State	Load Combinations											Use One of These at a Time		
		DC	LL	TL	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE		EQ	CT	CV
		DD	IM						CR						
		DW	CE						SH						
		EH	BR												
		EV	PL												
		ES	LS												
			EL												
1	Strength-I	$\gamma_p$	1.75	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—
2	Strength-II	$\gamma_p$	—	—	1.00	1.40	—	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—
3	Strength-III	$\gamma_p$	1.35	1.35	1.00	0.40	1.00	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—
4	Extreme	$\gamma_p$	0.50	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	1.00	1.00	—
5	Service	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	1.00/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—
6	Fatigue-LL, IM&CE only	—	0.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Note: For checking crack widths in pre-stressed concrete structures at the service limit state, the load factor for live load may be reduced to 0.80

**Table 3-7 Load Factors for Permanent Load:  $\gamma_p$**

No.	Load Type		Load Factor	
			Maximum	Minimum
1	DC	Component and Attachments	1.25	0.90
2	DD	Downdrag	1.80	0.45
3	DW	Wearing Surfaces and Utilities	1.50	0.65
4	EH	Horizontal Earth Pressure		
5		- Active	1.50	0.90
6		- At Rest	1.35	0.90
7	EL	Locked-in Erection Stress	1.00	1.00
8	EV	Vertical Earth Pressure		
9		- Overall Stability	1.35	N/A
10		- Retaining Structures	1.35	1.00
11		- Rigid Buried Structures	1.30	0.90
12		- Rigid Frames	1.35	0.90
13		- Flexible Buried Structures other than Metal Box Culverts	1.95	0.90
14		- Flexible Metal Box Culverts	1.50	0.90
15	ES	Earth Surcharge	1.50	0.75

**Table 3-8 Load Factor for Temperature Gradient:  $\gamma_{TG}$**

No.	$\gamma_{TG}$	Conditions
1	0.00	At the strength and extreme event limit states
2	1.00	At the service limit state when live load is not considered
3	0.50	At the service limit state when live load is considered

### 3.3.5 Design Loads

Refer to Appendix 1: Design Criteria (Bridge Design)

Revised Items: See No. 3 and No. 4 in Table 3-1

### 3.3.6 Structural Design

Refer to Appendix 1: Design Criteria (Bridge Design)

Revised Items: See No. 5, No. 6 and No. 7 in Table 3-1

### 3.3.7 Material Properties

Refer to Appendix 1: Design Criteria (Bridge Design)

Revised Items: See No. 8 and No. 9 in Table 3-1

## 4. Bridge Design

### 4.1 General

The D/D of other bridges was conducted in accordance with the B/D results to prepare the design drawings and structural and quantity calculation sheets.

The revisions from B/D (bridge design) are summarized in 4.2.

### 4.2 Revisions from Basic Design

#### 4.2.1 Bridge Planning

The summary of revisions from B/D (bridge planning) is shown in Table 4-1.

#### 4.2.2 Bridge Plan

The summary of revised bridge plan in comparison with B/D is shown in Table 4-2.

The elevation and plan of bridges in the D/D stage is shown in Figures 4-1 to 4-9, respectively.



**Table 4-1 Summary of Revisions from Basic Design (Bridge Planning)**

Volume 1: B/D Report (Rev.2)									
No.	Category	Item	Bridge Planning		D/D (This Report)		References		
			Section	Bridge Location	Revised Bridge Planning				
1	Bridge Planning Criteria and Conditions	Cross Section Elements	5.4.4(2)(b)	Flyover	Total Bridge Width on Road Class AH to C: Road Section+1.0m (Ensure same effective road width with road section)	Total Bridge Width on Road Class AH to C: Same as Road Section (Ensure same total road width with road section)	See Section 10.1 in Volume 2.1, Section 2.2 in Appendix 2.4		
2		Bridge Railings	5.4.4(2)(a)	Flyover	Bridges on Road Class B to C: New Jersey Barrier (T1-2)	Bridges on Road Class B to C: Typical Type of Concrete Barrier (T1-2) (In consideration of light design vehicle, low design speed and limited space for bridge railings)	See Section 4.3.3(3), Section 2.2 in Appendix 2.4		
3		Freeboard	5.2.4(2)(e)(iii) 5.3.4(1)	Thruway Interchange	All Thruway and IC Bridges: 1.0m (with Driftwood Conditions) (excluding flyovers on IC rampway)	All Large River Bridges, Other River Bridges with Forest Area: 1.0m (with Driftwood Conditions) Other Thruway/IC Bridges (excluding flyovers on IC Rampway): 0.5m (without Driftwood Conditions)	See Section 2.3 in Appendix 2.4		
4	Bridge Planning	Superstructure Plan (Applicable Girder)	5.2.5(5)(a)(ii) 5.3.5(2)(b)	Thruway Interchange	1 Girder (Thruway Bridge): 21, 24, 27, 30, 33, 35, 40m Super Tee Girder (Thruway Bridge): 40m (26 Spans, Non-skew/curve) Void Slab (IC Rampway Bridge/Flyover): From 24 to 35m (Each 1m)	1 Girder (Thruway Bridge): Not applied 35m Super Tee Girder (Thruway Bridge): 40m (24 Spans, Non-superelevation) Void Slab (IC Rampway Bridge/Flyover): 24, 27, 30, 35m (35m: 23 Spans only)	See Section 2.6 in Appendix 2.4		
5		Dead Spaces	5.3.5(2)(a)	Interchange (Thruway)	Location of Exterior Barrier: Inside Dead Space	Location of Exterior Barrier: Outside Dead Space (By reason of ensuring surface drainage and future widening)	See Section 4.3.1(2)		
6		Substructure Plan	5.2.5(5)(b)(ii) 5.3.5(1) 5.4.5(1)	Thruway Interchange Flyover	Embedding Depth of Abutment: Determined by Bridge Category	Embedding Depth of Abutment: Same as B/D (In case of high-abutment at viaduct, it is allowed to plan pile cap on existing ground to reduce the pile nos.)	See Section 4.3.2(1)(a)		
7		Foundation Plan	5.2.5(3)(ii) 5.3.5(1) 5.4.5(1)	Thruway Interchange Flyover	Foundation Type: Followed 7/5 Plan (Precast Pile, Bored Pile and Spread Foundation)	Determined Planning Criteria (see Section 4.3.2(1)(b))	See Section 4.3.2(1)(b), Section 2.7(2) in Appendix 2.4		
8		Bearings	5.2.5(6)(a) 5.3.5(1) 5.4.5(1)	Thruway Interchange Flyover	Prioritize Pad Bearings (In case of exceeded capacity of pad bearings: applied pot bearings)	Void Slab (Cast-in-place Girder): Pot Bearings (by Constructability) Other Bridges (Pre-cast Girder): Same as B/D	See Section 4.3.3(1)		
9		Bridge Railings (Ind. Utility Spaces)	5.2.5(6)(d) 5.3.5(2)(c)	Thruway Interchange	Thruway Bridges (Exterior Barrier, without Lighting): 2*φ110 IC Bridges (Exterior Barrier 1, with Lighting): 4*φ110 IC Bridges (Exterior Barrier 2, without Lighting): 2*φ110	Thruway Bridges (Exterior Barrier, without Lighting): 2*φ48 IC Bridges (Exterior Barrier 1, with Lighting): 1*φ50+1*φ60+2*φ48 IC Bridges (Exterior Barrier 2, without Lighting): 2*φ48 Other Requirements: See Section 13.2 in Volume 2.1	See 13.2 in Volume 2.1, 4.3.3(3)		
10		Anti glare Screen	5.2.5(6)(e) 5.3.5(1)	Thruway Interchange	Location: Not determined	Location: 4m Pilech on Median (Expressway Thruway) except IC Sections	See Section 13.1 in Volume 2.1, Section 4.3.3(4)		
11		Surface Drainage	5.2.5(6)(c) 5.3.5(1) 5.4.5(1)	Thruway Interchange Flyover	Location of Catch Pit: Not planned	Location of Catch Pit: See Section 9 in Volume 2.1	See Section 9 in Volume 2.1, Section 4.3.3(6)		
12		Embankment Slope	5.2.5(5)(b)(ii) 5.3.5(1) 5.4.5(1)	Thruway Interchange Flyover	Ratio 1: 1:1.25 (Mortared Stone) Ratio 2: 1:0.5 (Retaining Wall) Protection 1: Mortared Stone Protection 2: Mortared Stone + Retaining Wall Protection 3: Mortared Stone + Retaining Wall + MSEW	Ratio 1 (1 Slope): 1:1 (1st7m) Ratio 2 (2 Slopes): 1:1 (1st, h=6m), 1:1.25 (2nd, h=7m) Ratio 3 (3 Slopes): 1:1 (1st, h=6m), 1:1.25 (2nd, h=6m), 1:1.25 (3rd, h=7m) Protection 1 (Bridge Section, DHWL<Ground): Concrete Panel (All Portions) Protection 2 (Bridge Section, DHWL>Ground): Mortar Stone (All Portions) Protection 3 (Approach Road, DHWL>Ground): Mortar Stone (All Portions) Protection 4 (Approach Road, DHWL>Ground<1.0m): Glass (All Portions)-MSEW (if required) Protection 4 (Approach Road, DHWL>Ground<1.0m): Glass (above DHWL)-Mortar Stone (below DHWL)-MSEW (if required) Barr.: 1m Width (Bridge Section), 2m Width (Road Section), 4% Grade	See Section 4.3.3(8), Section 2.7(3) in Appendix 2.4		
13		Revetment and River Bed Protection	5.2.5(6)(g) 5.3.5(1)	Thruway Interchange	River Bed Protection: At Pier in River Bridge and Viaduct (Discharge) Revetment: Not planned	Revised Planning Criteria (see Section 4.3.3(9))	See Section 4.3.3(9)		

Table 4-2 Summary of Revised Bridge Plan in comparison with B/D

No.	Bridge Code <sup>a</sup>	Jurisdiction		Bridge Location			Characteristics			Volume 1: B/D Report (Rev.2)										D/D (This Report)									
Inbound/Outbound Lane <sup>b</sup>	Divided/Non-divided Road <sup>c</sup>	Alignments <sup>d</sup>	Separate Structure <sup>e</sup>	Bridge Sewer Angle	Bridge Station	Superstructure		Abutment		Pier		Bridge Station	Girder Type	Girder Arrangement	Subst. Type	Foundation		Subst. Type	Foundation	Subst. Type	Foundation	Subst. Type	Foundation	Subst. Type	Foundation	Subst. Type	Foundation	Subst. Type	Foundation
1	OP11	Quang Nam	Thang Binh	Binh Quay								KM042+223	IGirder	2B21m	Inverted-T	Bored Pile (1.0m)	6.0m	Inverted-T	Bored Pile (1.0m)	6.0m	Inverted-T	Bored Pile (1.0m)	6.0m	Inverted-T	Bored Pile (1.0m)	6.0m	Inverted-T	Bored Pile (1.0m)	6.0m
2	CB11											KM043+653	IGirder	2B27m	Inverted-T	Bored Pile (1.0m)	6.0m	Inverted-T	Bored Pile (1.0m)	6.0m	Inverted-T	Bored Pile (1.0m)	6.0m	Inverted-T	Bored Pile (1.0m)	6.0m	Inverted-T	Bored Pile (1.0m)	6.0m
3	CB11											KM044+440	IGirder	2B24m	Inverted-T	Bored Pile (1.0m)	6.0m	Inverted-T	Bored Pile (1.0m)	6.0m	Inverted-T	Bored Pile (1.0m)	6.0m	Inverted-T	Bored Pile (1.0m)	6.0m	Inverted-T	Bored Pile (1.0m)	6.0m
4	CB12											KM045+408	IGirder	2B20m	Inverted-T	Spread	---	Inverted-T	Spread	---	Inverted-T	Bored Pile (1.0m)	6.0m	Inverted-T	Bored Pile (1.0m)	6.0m	Inverted-T	Bored Pile (1.0m)	6.0m
5	CB12											KM045+410	IGirder	2B27m	Inverted-T	Spread	---	Inverted-T	Spread	---	Inverted-T	Bored Pile (1.0m)	6.0m	Inverted-T	Bored Pile (1.0m)	6.0m	Inverted-T	Bored Pile (1.0m)	6.0m
6	CB13											KM046+880	IGirder	2B27m	Inverted-T	Bored Pile (1.0m)	6.0m	Inverted-T	Bored Pile (1.0m)	6.0m	Inverted-T	Bored Pile (1.0m)	6.0m	Inverted-T	Bored Pile (1.0m)	6.0m	Inverted-T	Bored Pile (1.0m)	6.0m
7	OP11a											KM047+136	IGirder	2B21m	Inverted-T	Spread	---	Inverted-T	Spread	---	Inverted-T	Bored Pile (1.0m)	6.0m	Inverted-T	Bored Pile (1.0m)	6.0m	Inverted-T	Bored Pile (1.0m)	6.0m
8	UB09											KM047+911	IGirder	3B33m	Inverted-T	Spread	---	Inverted-T	Spread	---	Inverted-T	Bored Pile (1.0m)	6.0m	Inverted-T	Bored Pile (1.0m)	6.0m	Inverted-T	Bored Pile (1.0m)	6.0m
9	CB13											KM048+390	IGirder	1B27m	Inverted-T	Spread	---	Inverted-T	Spread	---	Inverted-T	Bored Pile (1.0m)	6.0m	Inverted-T	Bored Pile (1.0m)	6.0m	Inverted-T	Bored Pile (1.0m)	6.0m

1) URB: Large River Bridge (L>100m), ORB: Other River Bridge (Medium (25m<L<100m) and Small (L<25m)), CR: Canal Bridge, VO: Viaduct, OP: Overpass, IAB: Interchange Rampway Bridge, NR: Flyover

2) I/O: Inbound and Outbound, I: Inbound, O: Outbound

3) D: Divided Road, ND: Non-divided Road

4) P: Parallel Alignment, I: Independent Alignment

5) SS: Separate Structure, NSS: Non-separate Structure, SAS: Separate Abutment Structure, SI: Independent Structure







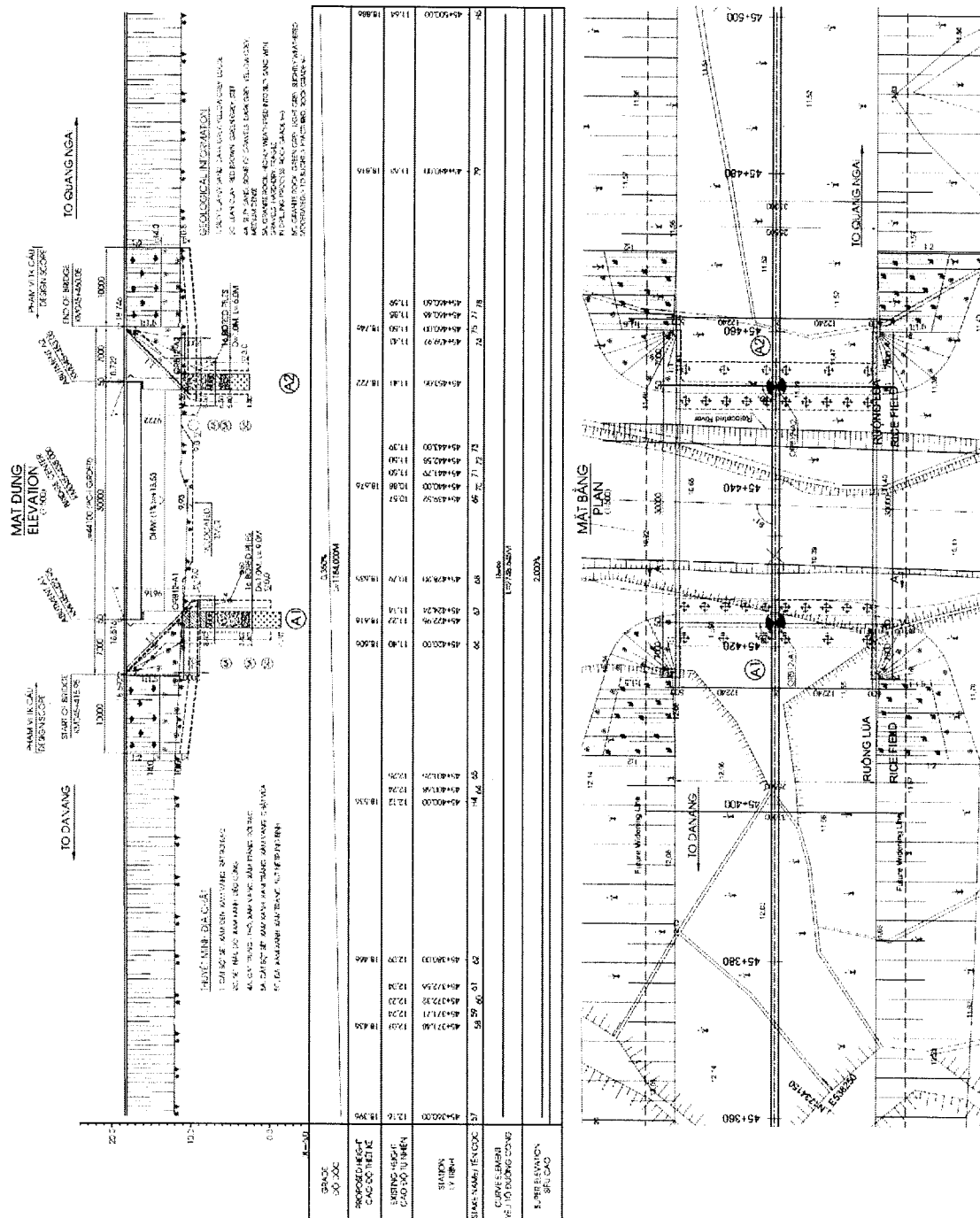
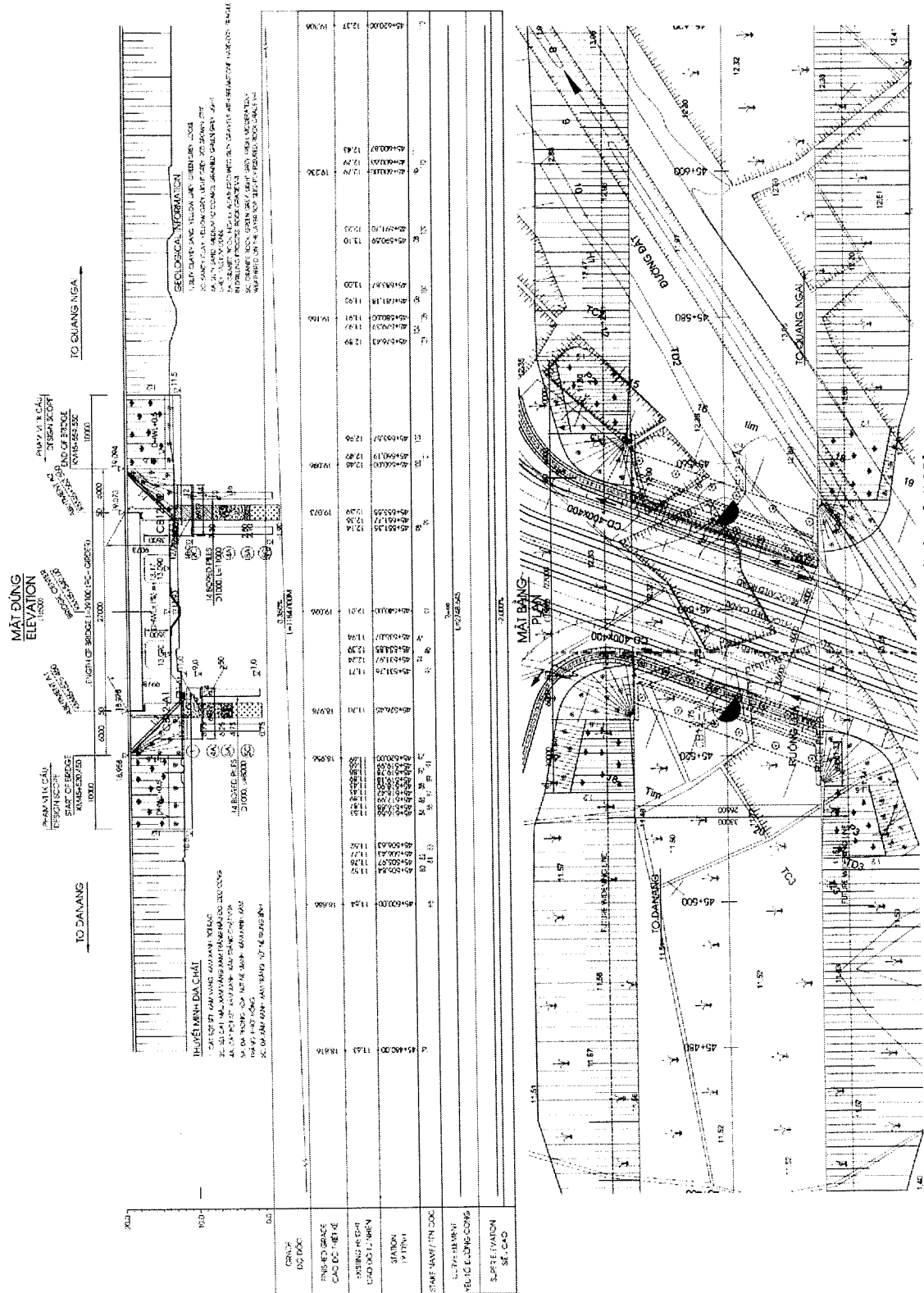
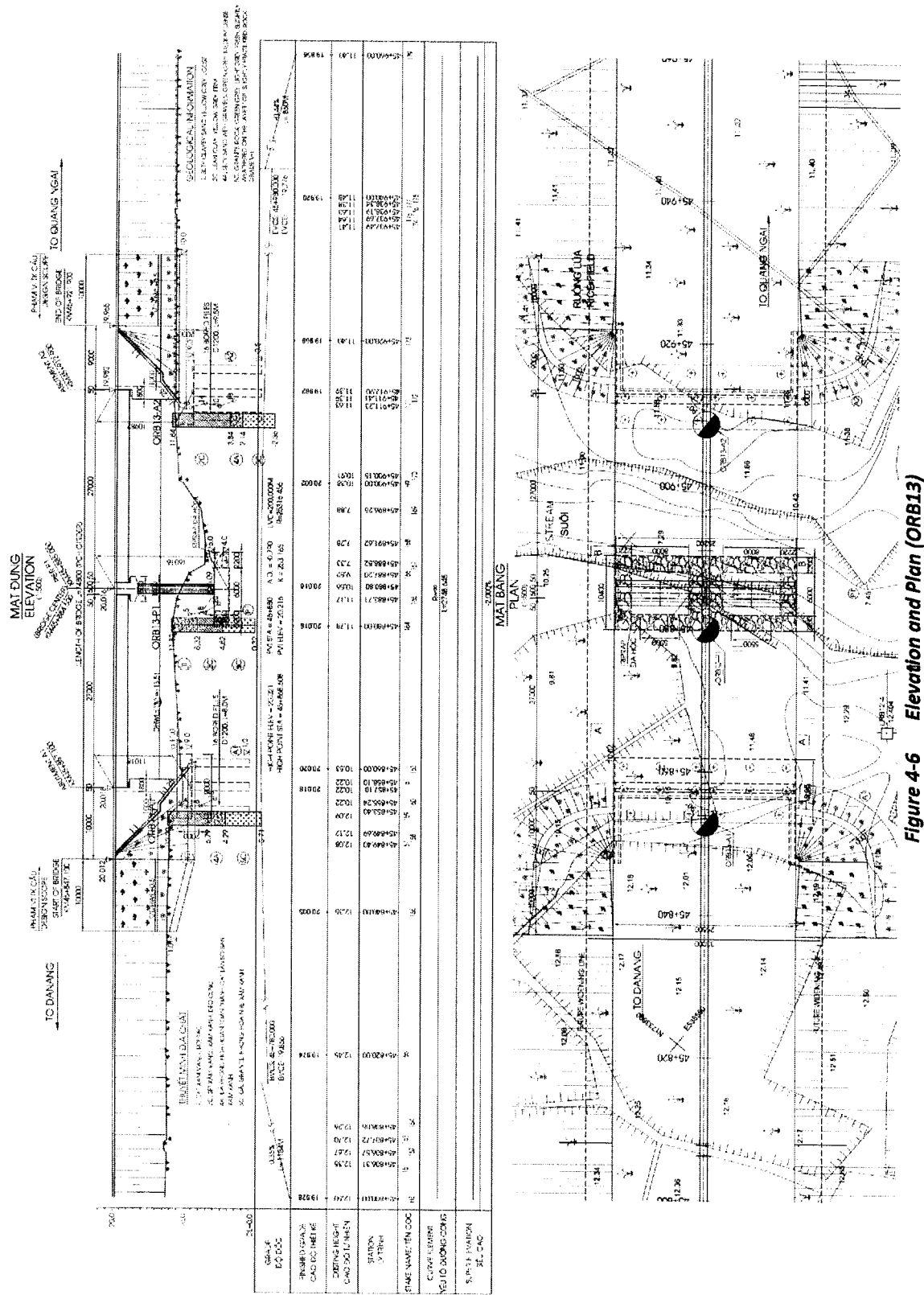


Figure 4-4 Elevation and Plan (ORB12)







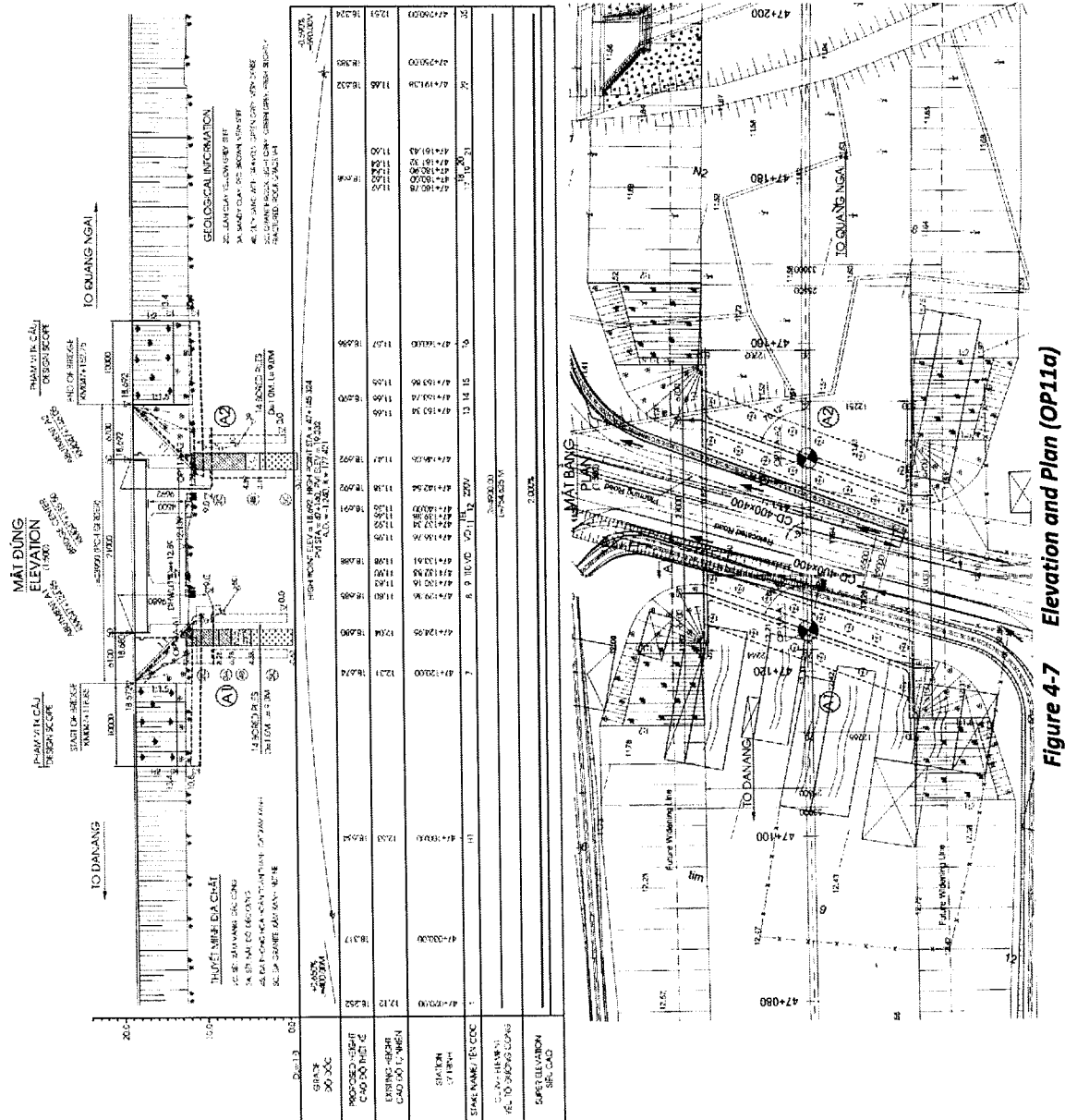
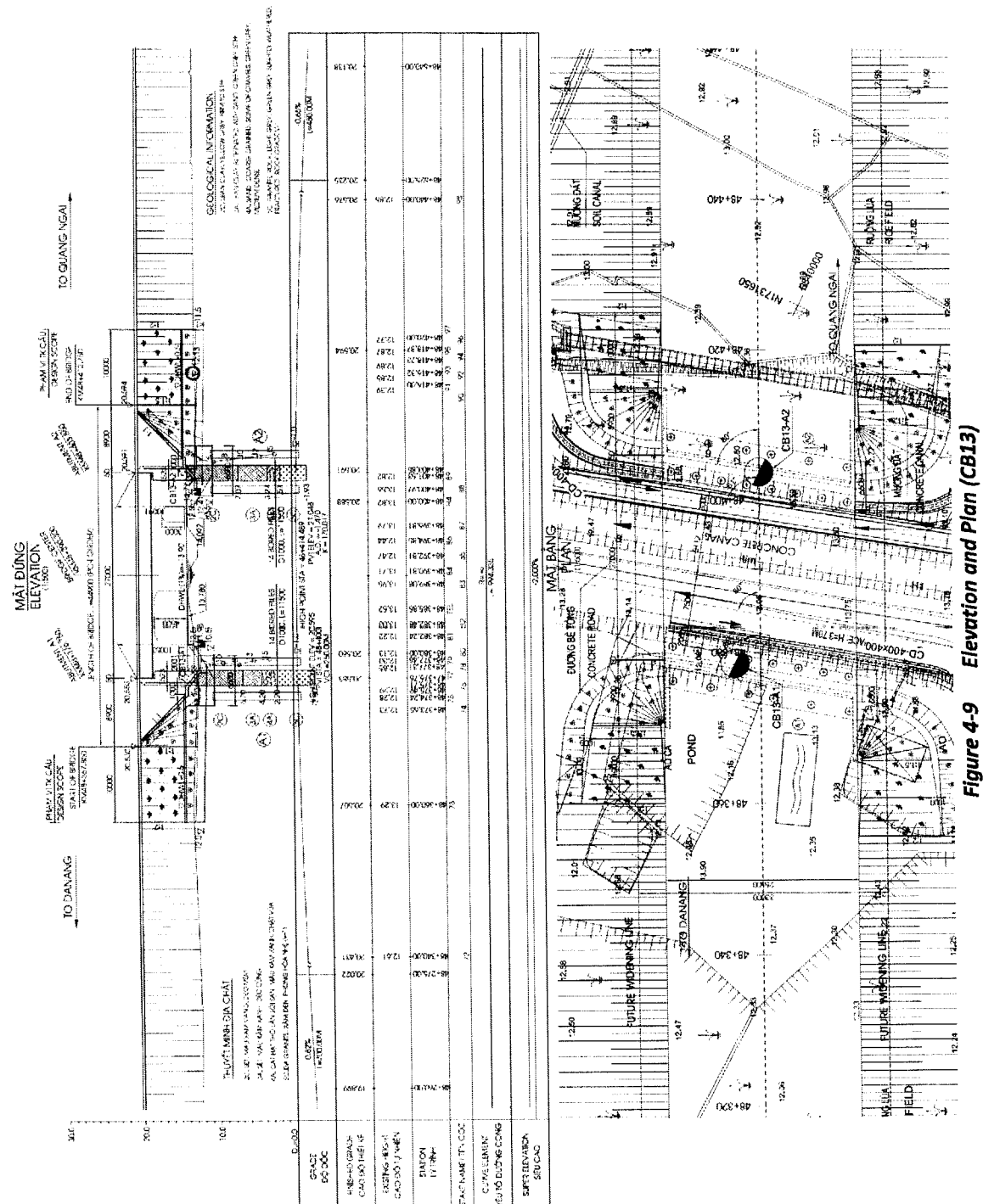


Figure 4-7 Elevation and Plan (OP11a)





**Figure 4-9 Elevation and Plan (CB13)**

### 4.3 Detailed Engineering Design Results

The D/D result of bridges in PKG6 is shown in the following volumes.

- Drawings (PKG6): Volume 3.2: Bridge Works (PKG6)
- Structural Calculation Report (PKG6): Volume 4.2: Bridge Works (PKG6)
- Quantity Report (PKG6): Volume 5.2: Bridge Works (PKG6)

The D/D result of bridges in PKG6 is summarized below.

#### 4.3.1 Superstructure Design

##### (1) Summary of Superstructure Design Results

The summary of superstructure design results is shown in Table 4-3.

The bridge cross sections are shown in Figures 4-10 to 4-20, respectively.

**Table 4-3 Summary of Superstructure Design Results**

No.	Bridge Code <sup>1)</sup>	Inbound/Outbound Lines <sup>2)</sup>	Bridge Station	Divided/Non-divided Road <sup>3)</sup>	Alignment <sup>4)</sup>	Separate Structure <sup>5)</sup>	Bridge Skew Angle	Girder Type	Girder Arrange.	Cross Sections	
										Bridge Width	Girder Arrange.
1	OP11	I/O	KM042+723	D	P	SS	70°	I Girder	1@21m	25.5m	1.13m+4@2.55m+1.27m, 1.27m+4@2.55m+1.13m
2	CB11	I/O	KM043+655	D	P	SS	80°	I Girder	1@27m	25.5m	1.13m+4@2.55m+1.27m, 1.27m+4@2.55m+1.13m
3	ORB11	I/O	KM044+440	D	P	SS	90°	I Girder	2@24m	25.5m	1.13m+4@2.55m+1.27m, 1.27m+4@2.55m+1.13m
4	ORB12	I/O	KM045+438	D	P	SS	90°	I Girder	1@30m	25.5m	1.13m+4@2.55m+1.27m, 1.27m+4@2.55m+1.13m
5	CB12	I/O	KM045+540	D	P	SS	70°	I Girder	1@27m	25.5m	1.13m+4@2.55m+1.27m, 1.27m+4@2.55m+1.13m
6	ORB13	I/O	KM045+885	D	P	SS	90°	I Girder	2@27m	25.5m	1.13m+4@2.55m+1.27m, 1.27m+4@2.55m+1.13m
7	OP11a	I/O	KM047+136	D	P	SS	70°	I Girder	1@21m	25.5m	1.13m+4@2.55m+1.27m, 1.27m+4@2.55m+1.13m
8	LRB09	I/O	KM047+911	D	P	SS	70°	I Girder	3@33m	25.5m	1.13m+4@2.55m+1.27m, 1.27m+4@2.55m+1.13m
9	CB13	I/O	KM048+390	D	P	SS	80°	I Girder	1@27m	25.5m	1.13m+4@2.55m+1.27m, 1.27m+4@2.55m+1.13m

1) LRB: Large River Bridge (>100m), ORB: Other River Bridge (Medium (25m<L<100m) and Small (L<25m)), CB: Canal Bridge, VD: Viaduct, OP: Overpass, IRB: Interchange Rampway Bridge, FO: Flyover

2) I/O: Inbound and Outbound, I: Inbound, O: Outbound

3) D: Divided Road, ND: Non-divided Road

4) P: Parallel Alignment, I: Independent Alignment

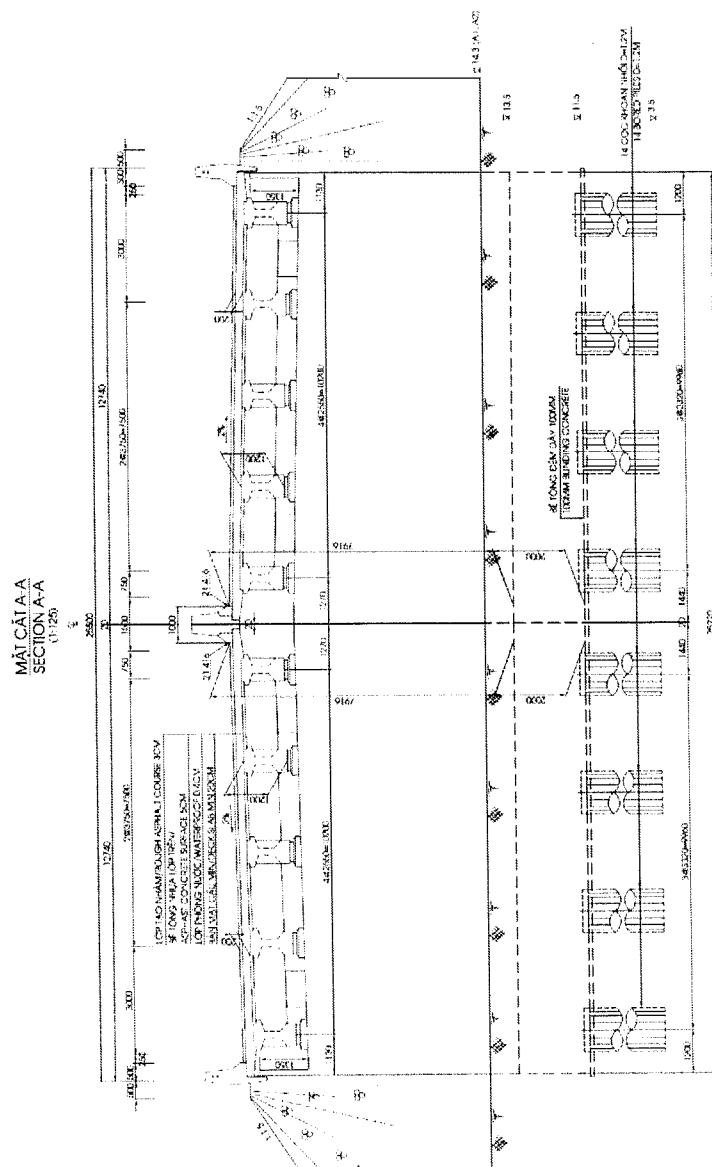
5) SS: Separate Structure, NSS: Non-separate Structure, SAS: Separate Abutment Structure, IS: Independent Structure

##### (2) Revisions from Basic Design

The revisions from B/D (superstructure plan) are summarized in Table 4-1.

##### (3) Summary of Structural Calculation Results

The summary of structural calculation sheets is shown in Appendix 3.



**Figure 4-10 Bridge Cross Sections and (OP11)**

ROUTE		DA HANG QUANG NGUYEN SUPERHIGHWAY	
ROAD CLASS	EXPRESSWAY DIV. 4, GRADE 100		
LOCATION	ROADWAY	CRASH RISK	ENV. RISK
	STRUCT	PAVEMENT	
CROSSROAD			

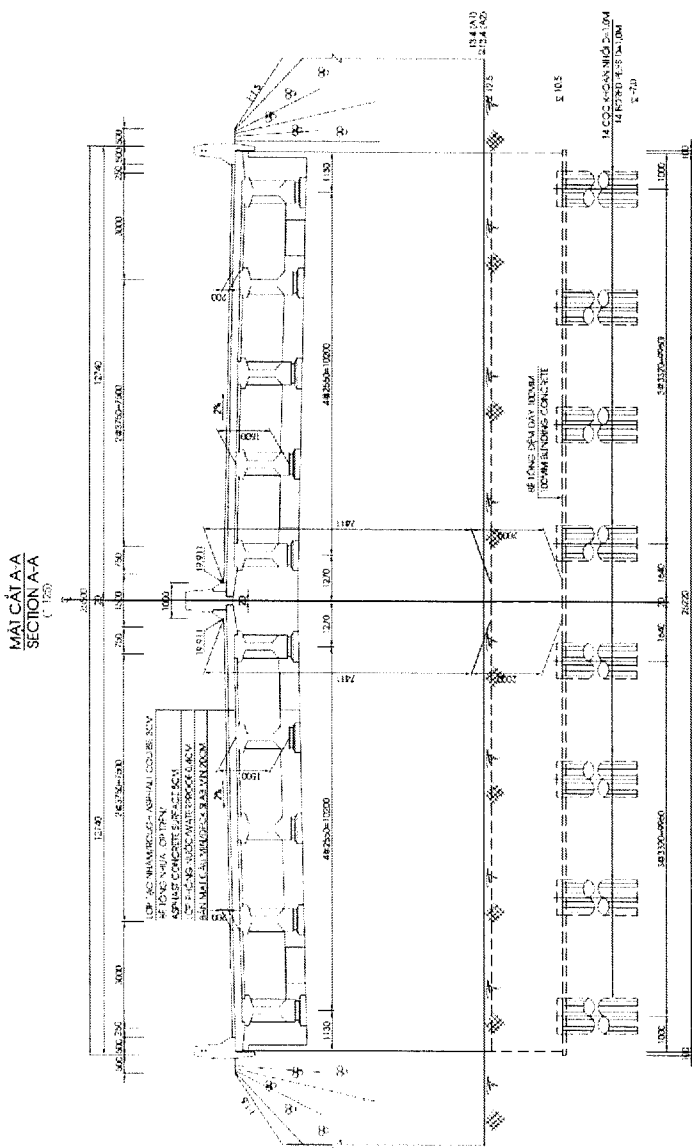
CROSS ROAD CONDITIONS			
ITEM	CROSS CLASS		ROADWAY CLASS
	CROSSING LOCATION	ROAD CLEARANCE	
PLANTING ROAD	HIGH-ROAD	4.5 M	ROADWAY CLASS
	ROAD CLEARANCE	4.5 M	
EXISTING ROAD	ROAD CLEARANCE	4.5 M	ROADWAY CLASS
	ROADWAY CLASS	4.5 M	

HYDROLOGICAL REQUIREMENTS		
ITEM	VALUE	REMARKS
DESIGN HIGH-WATER ELEVATION	18.18 M	
DESIGN LOW-WATER ELEVATION	0.5 M	

**GH CHÚ**  
 1. 7. THE NAME OF THE MAIN PRODUCT

**NOTES**  
 1. SECTION POSITION REFERRED TO DRAWING POC-CHÚ-001-002-000

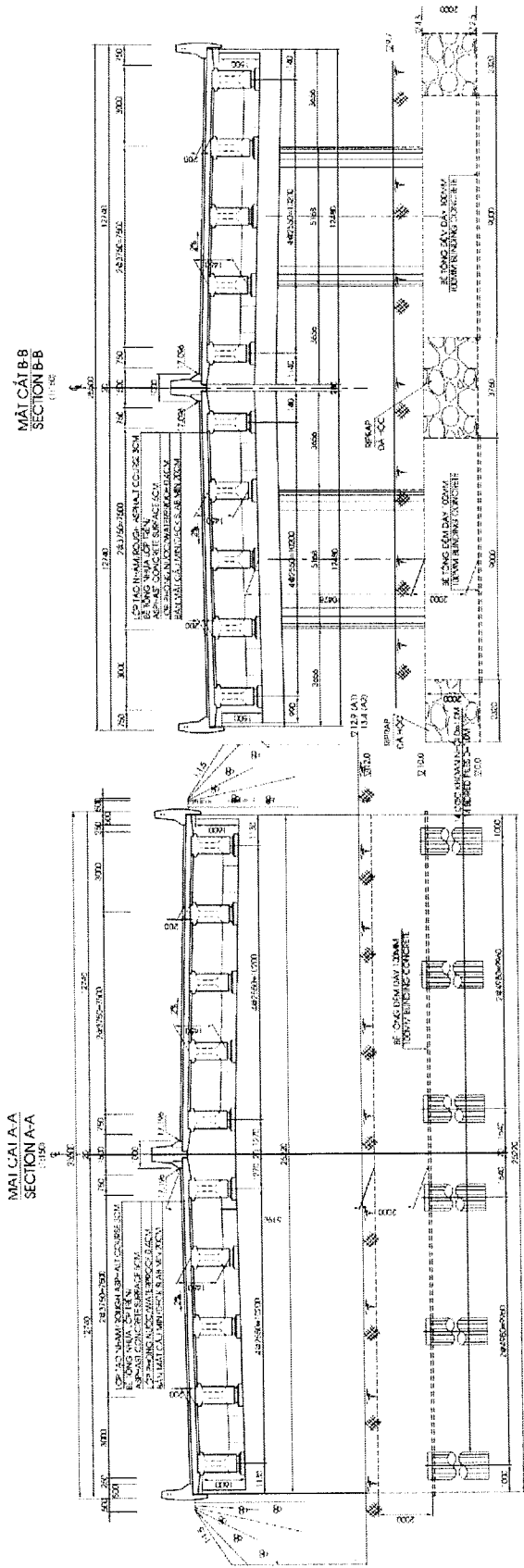


GENERAL CONDITIONS		
ROUTE	DA NANG - QUANG NGAI EXPRESSWAY	
ROAD CLASS	POSTERIOR TYPE 4, GRADE 120	
PROVINCE	QUANG NAM	
LOCATION	HANG BOM	
CONTRACT	BHN 047	

CROSS ROAD CONDITIONS		
ITEM	ROAD CLASS	ROAD TYPE
PLANNING ROAD	CROSSING LOCATION	PLANNING ROAD
ROAD CLEARANCE	HEIGHT	HEIGHT
WIDTH	WIDTH	WIDTH
EXISTING ROAD	ROAD CLEARANCE	HEIGHT
WIDTH	WIDTH	WIDTH

HYDROLOGICAL REQUIREMENTS		
ITEM	VALUE	REMARK
DESIGN HIGH WATER (F.T.)	4.58 M	
DESIGN ROAD	2.5 M	
MINIMUM OPENING LENGTH	10	

Figure 4-11 Bridge Cross Sections (CB11)



General Conditions	
Road	Da Nang-Quang Ngai Expressway
Road Class	Expressway Type A1 Grade II
Location	Quang Nam Thang Binh Binh Duoi
Cross Road Conditions	
Item	Remarks
Road Class	
Crossing Location	
Road Character	Height Width
Road Character	Height Width
Road Character	Width
Hydrological Requirements	
Item	Value Remarks
Design High Water Level (m)	14.22 m
Free Board	2.5 m
Minimum Operating Length	42.8 m To Water Tower To Abutment

Figure 4-12 Bridge Cross Sections (ORB11)

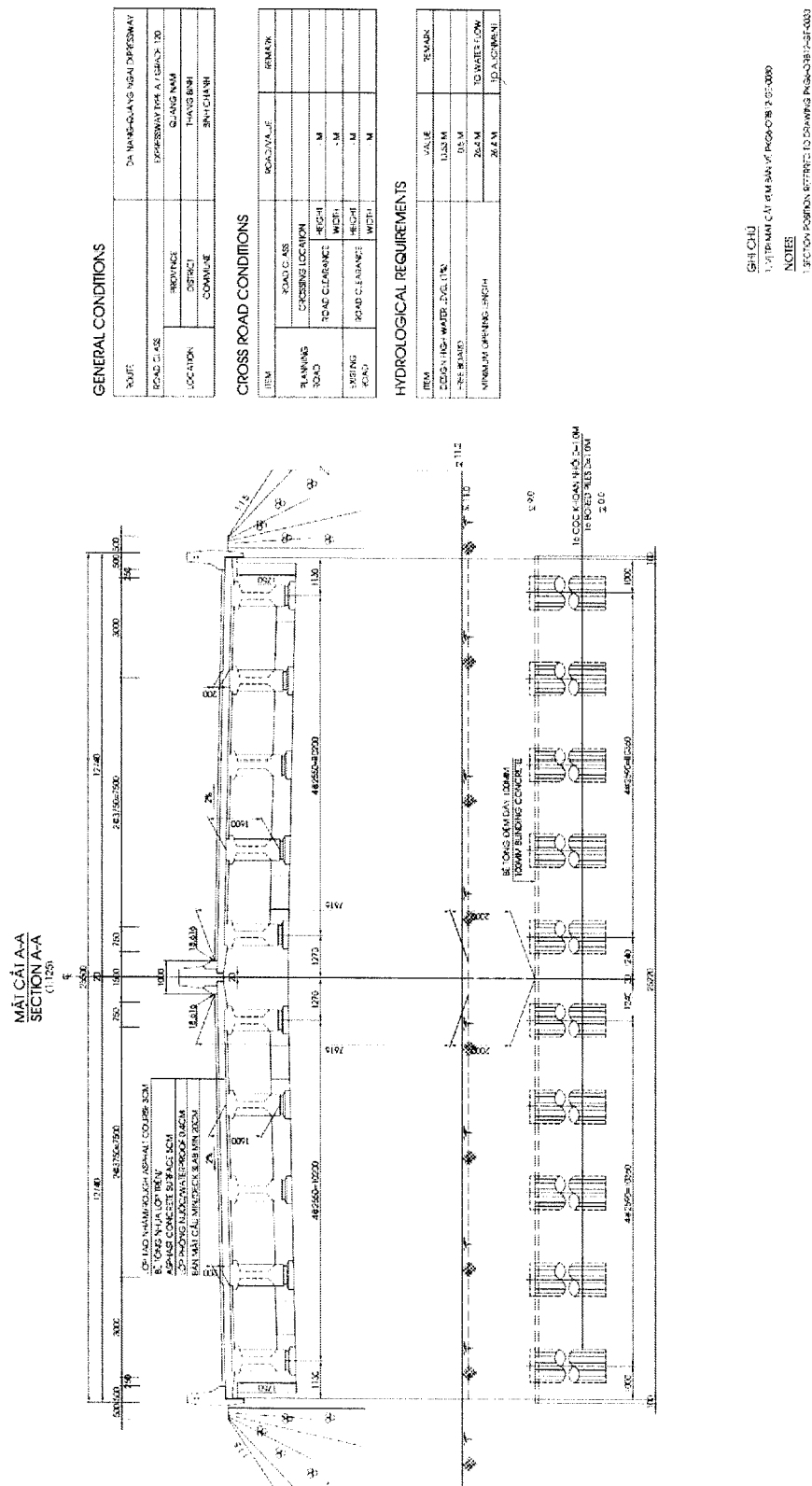


Figure 4-13 Bridge Cross Sections (ORB12)



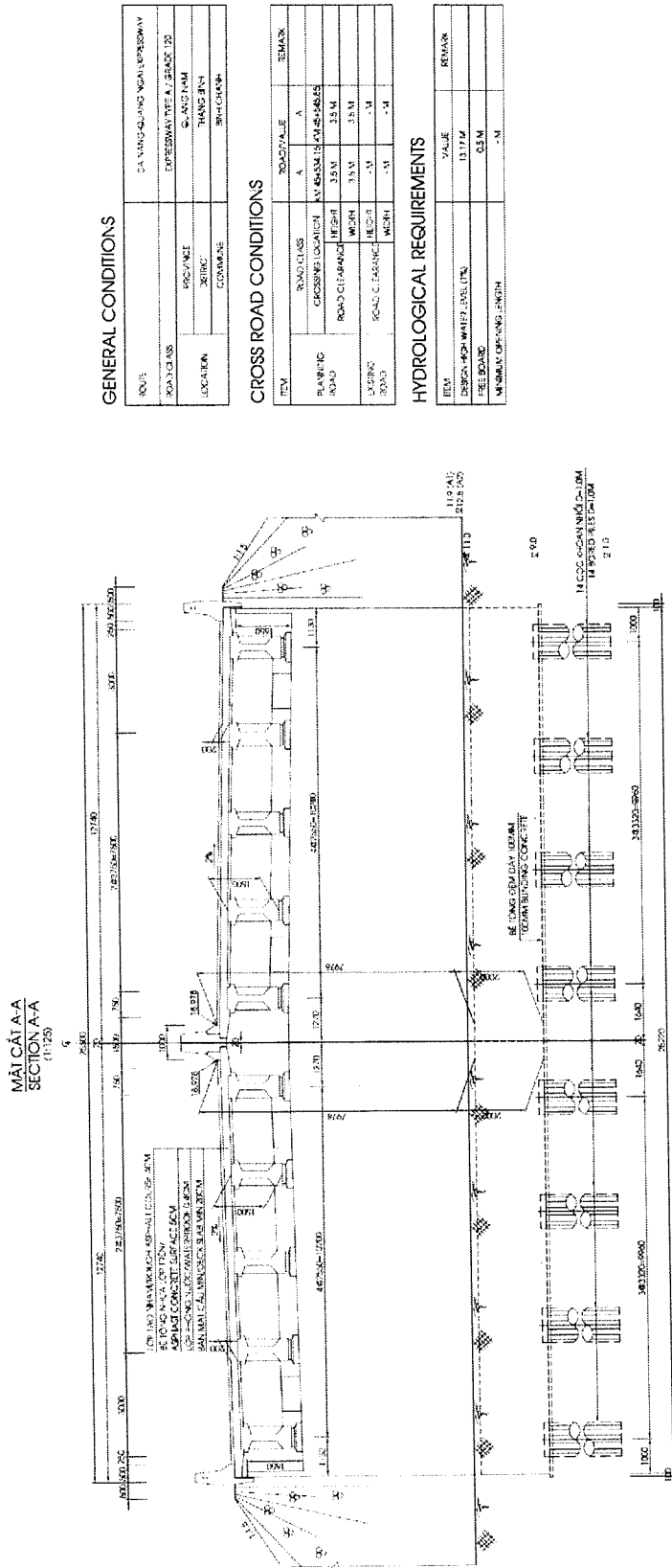


Figure 4-14 Bridge Cross Sections (CB12)



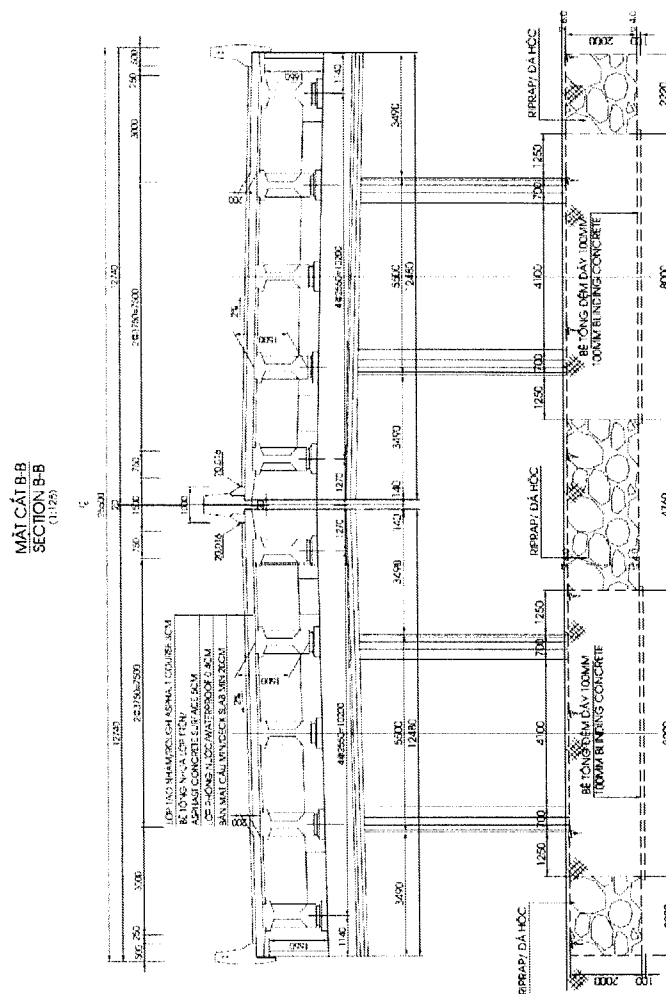
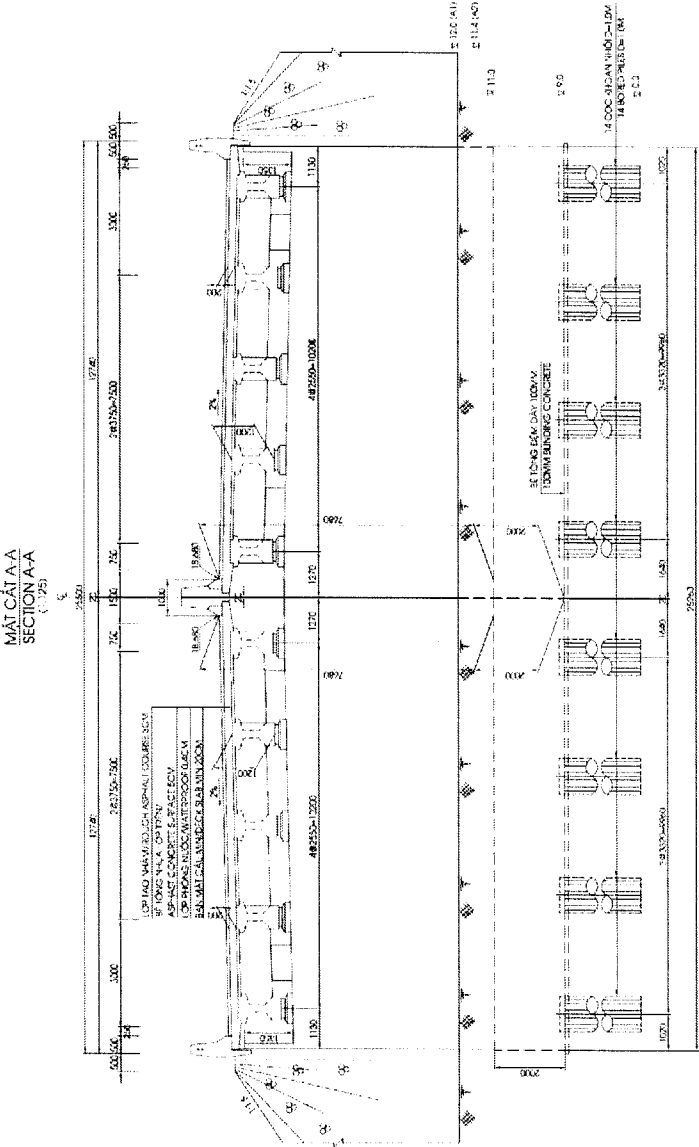


Figure 4-16 Bridge Cross Sections (ORB13, 2/2)



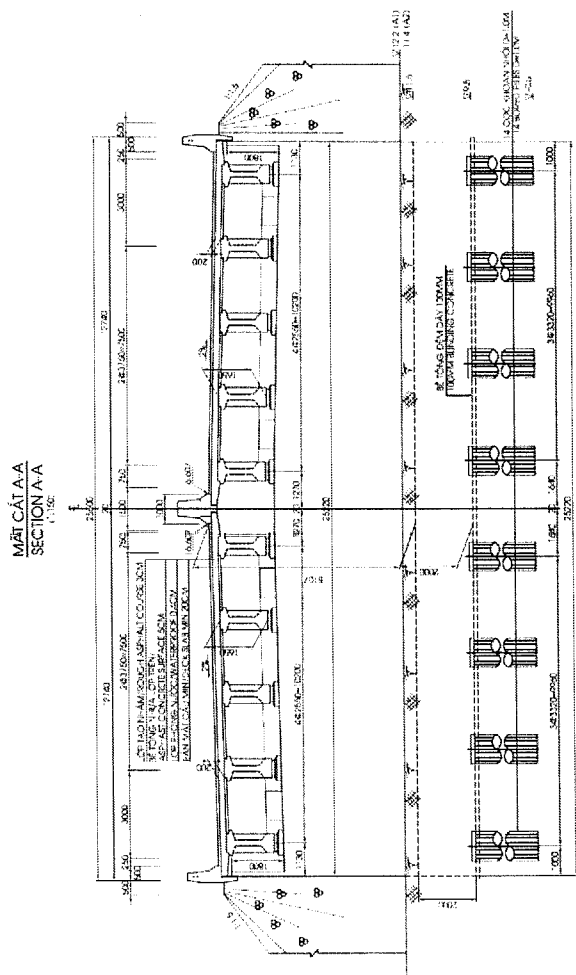
GENERAL CONDITIONS		
ROUTE	DA NANG-QUANG NGAI EXPRESSWAY	
ROAD CLASS	EXPRESSION TYPE A (GRADE 1)	
DESIGN SPEED	100 KM/H	
REGION	QUANG NAM	
DISTRICT	THANG BINH	
LOCATION	SRI CHANH	
COMMUNE		

CROSS ROAD CONDITIONS		
ITEM	ROAD TYPE	REMARK
PLANNING ROAD	ROAD CLASS	1
	DESIGN LOCATION	1
	ROAD CLEARANCE	4.5 M
	WIDTH	8.0 M
EXISTING ROAD	ROAD CLEARANCE	4.5 M
	WIDTH	8.0 M

HYDROLOGICAL REQUIREMENTS		
ITEM	VALUE	REMARK
DESIGN HIGH WATER (75% P)	12.80 M	
2% ROAD	2.5 M	
MINIMUM CROSSING LENGTH	1.2	

GHI CHÚ  
1. MẶT CẮT A-A KÈM KÈM VỚI BẢN VẼ KHU VỰC THI CÔNG  
NOTES  
1. SECTION A-A SHOWN TO DRAWING PACKAGE 14-02-0000

Figure 4-17 Bridge Cross Sections (OP11a)



General Conditions

Route		Da Nang-Quang Ngai Expressway	
Road Class		Expressway Type A, Grade 120	
Location		Province	Quang Nam
		District	Thang Binh
		Commune	Binh Chanh

Cross Road Conditions

Type	Item	Requirement	Remark
Planning Road	Road Class		
	Crossing Location		
	Weight	-m	
Road	Road Clearance	4.0m	
	Width	-m	
Finishing Road	Road Clearance	4.0m	
	Width	-m	

Hydrological Requirements

Item	Value	Remark
Design High Water Level (m)	13.07	
Free Board	1.0 m	
Minimum Opening Length	14.3 m	To Water Flow
	19.3 m	To Alignment

Figure 4-18 Bridge Cross Sections (LRB09, 1/2)

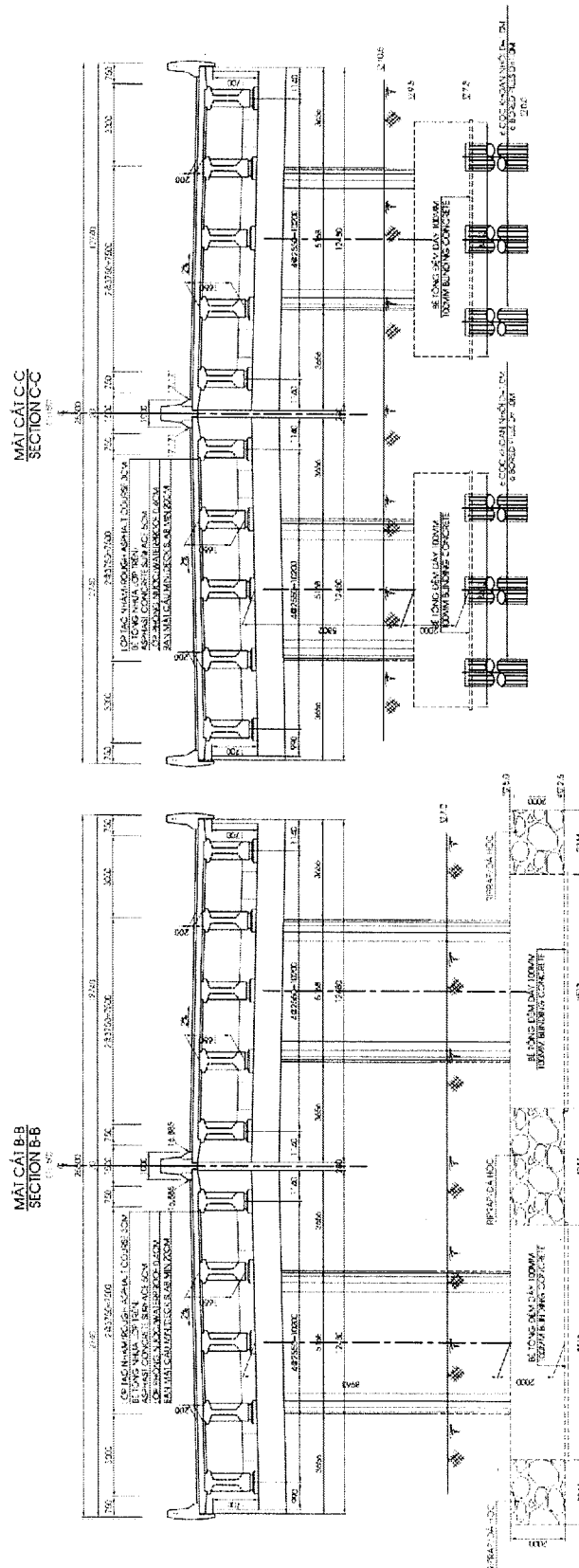
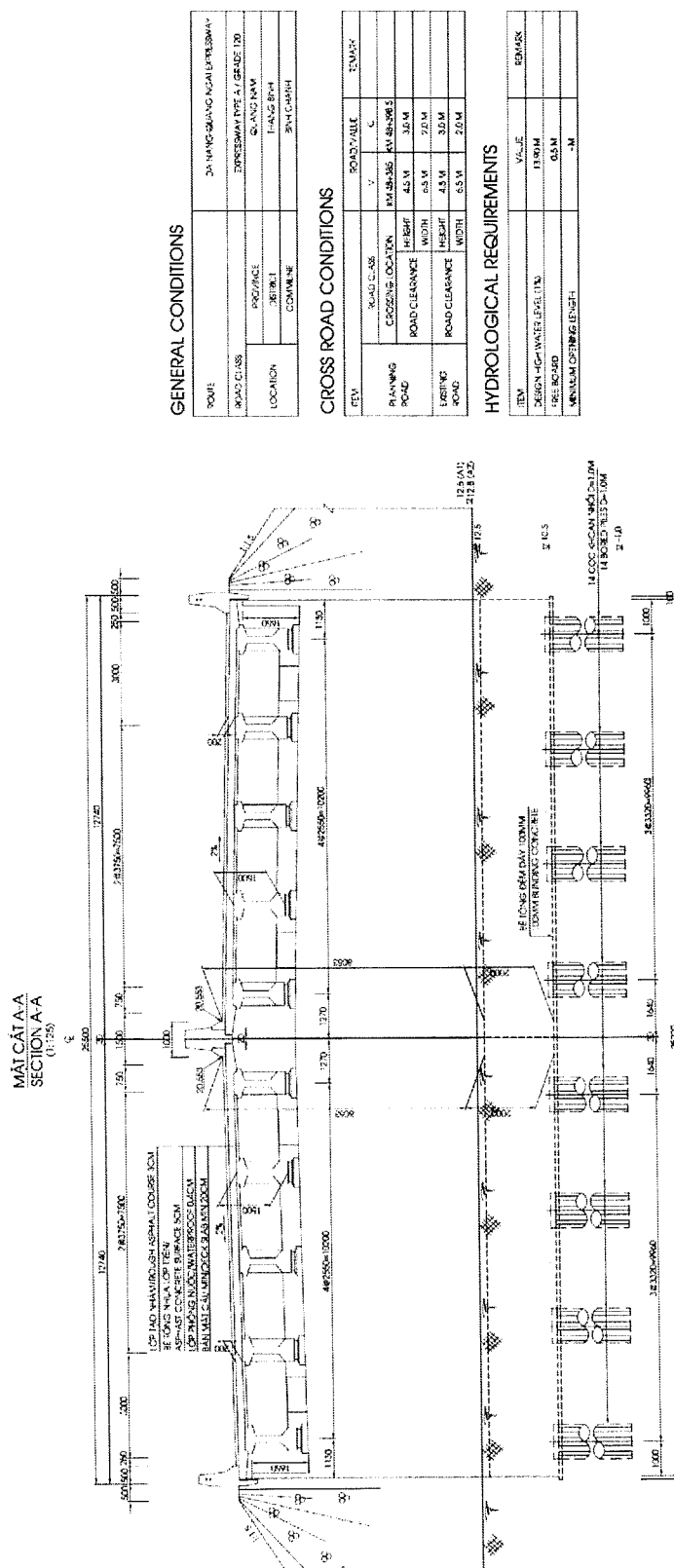


Figure 4-19 Bridge Cross Sections (LRB09, 2/2)



### 4.3.2 Substructure and Foundation Design

#### (1) Summary of Substructure and Foundation Design

The summary of substructure and foundation design results, elevation and plan, bridge cross sections are shown in Table 4-4, Figures 4-1 to 4-9 and Figures 4-10 to 4-20, respectively.

**Table 4-4 Summary of Substructure and Foundation Design**

No.	Bridge Code <sup>1)</sup>	Bridge Station	Alignment <sup>2)</sup>	Separate Structure <sup>3)</sup>	Bridge Skew Angle	Abutment				Pier			
						Substructure		Foundation		Substructure		Foundation	
						Type	Height	Type	Length	Type	Height	Type	Length
1	OP11	KM042+723	P	SS	70°	Inverted T	9.842-9.916m	Bored Pile (1.2m)	6.0-9.0m	---	---	---	---
2	CB11	KM043+655	P	SS	80°	Inverted T	9.411-9.462m	Bored Pile (1.0m)	20.0-25.0m	---	---	---	---
3	ORB11	KM044+440	P	SS	90°	Inverted T	6.996-7.196m	Bored Pile (1.0m)	6.0-10.0m	Wall	14.596m	Spread	---
4	ORB12	KM045+438	P	SS	90°	Inverted T	9.616-9.722m	Bored Pile (1.0m)	6.0-9.5m	---	---	---	---
5	CB12	KM045+540	P	SS	70°	Inverted T	9.073-9.978m	Bored Pile (1.0m)	8.0-11.0m	---	---	---	---
6	ORB13	KM045+885	P	SS	90°	Inverted T	10.982-11.018m	Bored Pile (1.2m)	8.0-9.5m	Wall	16.016m	Spread	---
7	OP11a	KM047+136	P	SS	70°	Inverted T	9.680-9.692m	Bored Pile (1.0m)	8.0-9.0m	---	---	---	---
8	LRB09	KM047+911	P	SS	70°	Inverted T	7.107-8.949m	Bored Pile (1.0m)	6.0-9.5m	Wall	9.671-14.385m	Spread/ Bored Pile (1.0m)	8.5m
9	CB13	KM048+390	P	SS	80°	Inverted T	10.053-10.091m	Bored Pile (1.0m)	11.5m	---	---	---	---

1) LRB: Large River Bridge (>100m), ORB: Other River Bridge (Medium (25m<L<100m) and Small (L<25m)), CB: Canal Bridge, VD: Viaduct, OP: Overpass, IRB: Interchange Rampway Bridge, FO: Flyover

2) P: Parallel Alignment, I: Independent Alignment

3) SS: Separate Structure, NSS: Non-separate Structure, SAS: Separate Abutment Structure, IS: Independent Structure

#### (2) Revisions from Basic Design

The revisions from B/D (substructure and foundation plan) are summarized in Table 4-1.

The detail of substructure and foundation planning are described below.

##### (a) Substructure

The planning criteria of substructure were same as the B/D stage. In case of high-abutment at viaduct, it was allowed to plan pile cap on the existing ground to reduce the pile nos. in the D/D stage.

The typical substructure plan, image of substructure, embedding depth of substructure are shown in Table 4-5, Figure 4-21 and Table 4-6, respectively.

**Table 4-5 Typical Substructure Plan**

No.	Location		Substructure Type
1	Abutment	Abutment Height≤15m	Inverted T-shaped Abutment (Max. Wing Wall Length: 10m)
2		Abutment Height>15m	Box Abutment
3	Pier	Angle of Road Centerline and Crossing Object<70 Degrees (except Viaduct by Topography)	Round-shaped Pier
4		Location of Secular Variation of River Flow	
5		Other Locations	Wall-shaped Pier



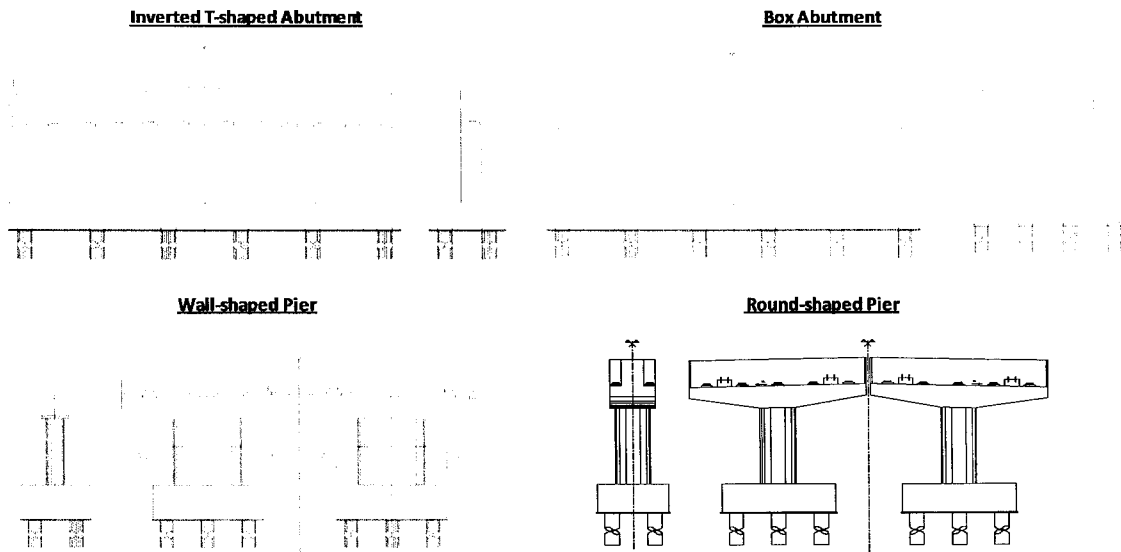


Figure 4-21 Image of Substructure

Table 4-6 Embedding Depth of Substructure

No.	Bridge Category	Embedding Depth (Top of Pile Cap)	
		Abutment	Pier
1	River Bridge	0m	Main Channel: 2m, Other Locations: 1m
2	Viaduct (for Discharge)	0m	1m
3	Viaduct (by Topography)	1m	1m
4	Canal Bridge	1m	---
5	Overpass	1m	---
6	Multi-function Bridge	Follow the above requirements, respectively	

### (b) Foundation

In consideration of non-existence of geotechnical investigation data, the foundation plan was followed the F/S plan in the B/D stage. The planning criteria of foundation in the D/D stage were already proposed in Volume 1: B/D Report in accordance with the general practice in Vietnam.

The typical foundation plan, image of foundation are shown in Table 4-7 and Figure 4-22, respectively.

Table 4-7 Typical Foundation Plan

No.	Principle Conditions	Foundation Type	Size and Embedding Depth
1	Location: Not at River Bridge, Not Near House Soil Conditions: No Soft and Hard Soil Layers Pile Nos.: Not Increase Significantly (In Consideration of Economy) Pile Length: Max. 70*Diameter (Special Conditions: 100*Diameter)	Pre-cast RC Pile	Dimension: 0.4m*0.4m
2	Pile Length: Less Than 6*Diameter	Spread Foundation	Embedding Depth in Bearing Layer: 0.3m
3	Location: At Mountainous Slope, if Required	Caisson Pile	To be studied in the D/D Stage
4	Other Conditions Above (Min. 6*Diameter, Max. 50*Diameter)	Bored RC Pile	Precast Girders : Girder<40m, Embankment Height≤8m : Diameter 1.0m Girder<40m, Embankment Height≤12m: Diameter 1.2m Girder<40m, Embankment Height>12m: Diameter 1.5m Girder=40m, Embankment Height≤12m: Diameter 1.2m Girder=40m, Embankment Height>12m: Diameter 1.5m Void Slab : Examined bridge by bridge (Diameter 1.0m, 1.2m, 1.5m) Box Abutment : Diameter 1.5m (Applied to all piles in a bridge)

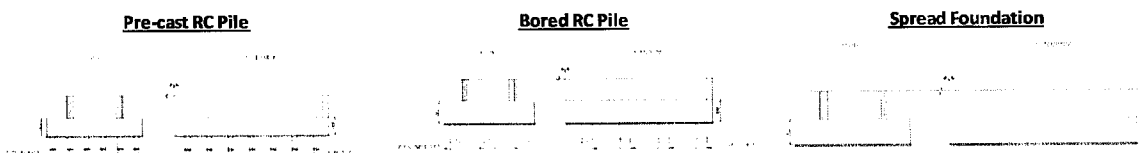


Figure 4-22 Image of Foundation

### (3) Summary of Structural Calculation Results

The summary of structural calculation results is shown in Appendix 3.

### 4.3.3 Ancillary Works

#### (1) Bearings

The bearing type was prioritized the pad bearing in accordance with the B/D results.

However, the pot bearing was applied in the following conditions:

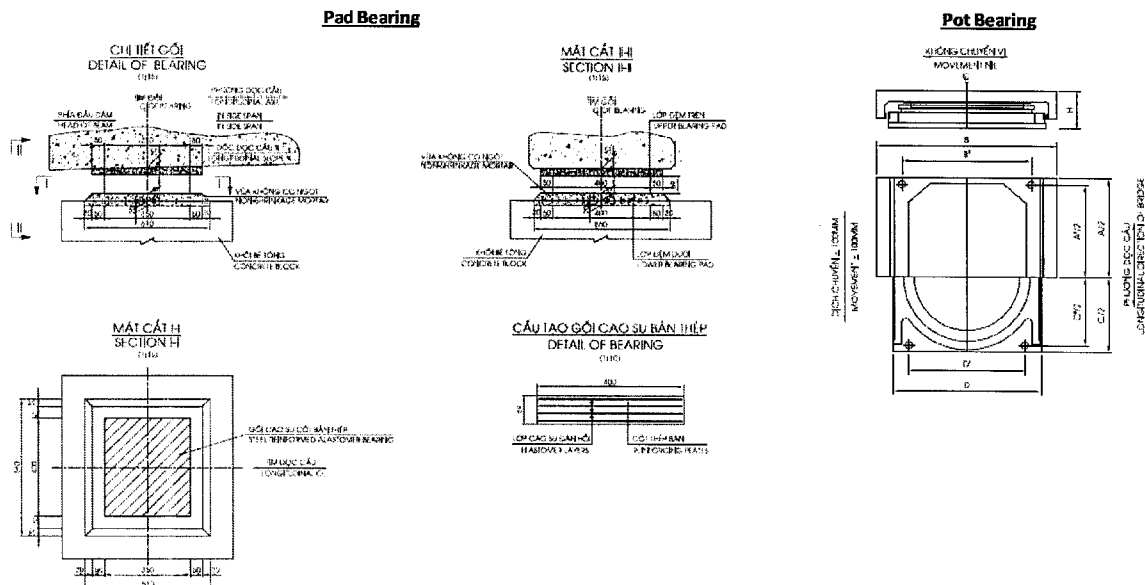
- Pre-cast Girder Bridge: Reaction Force > Capacity of Pad Bearings
- Cast-in-place Girder Bridge (Void Slab): All Bearings (by Constructability)

The summary of bearing design, image of bearings are shown in Table 4-8 and Figure 4-23, respectively.

**Table 4-8 Summary of Bearing Design**

No.	Bridge Code <sup>1)</sup>	Bridge Station	Bearings							
			At Abutment				At Piers			
			Type	Size (mm)	Reaction Force	Capacity	Type	Size (mm)	Reaction Force	Capacity
1	OP11	KM042+723	Pad	300*400*69	852kN	1,200kN	—	—	—	—
2	CB11	KM043+655	Pad	350*450*84	1,095kN	1,575kN	—	—	—	—
3	ORB11	KM044+440	Pad	350*400*69	973kN	1,400kN	Pad	350*400*69	973kN	1,400kN
4	ORB12	KM045+438	Pad	350*500*84	1,119kN	1,750kN	—	—	—	—
5	CB12	KM045+540	Pad	350*450*84	1,095kN	1,575kN	—	—	—	—
6	ORB13	KM045+885	Pad	350*450*84	1,095kN	1,575kN	Pad	350*450*84	1,095kN	1,575kN
7	OP11a	KM047+136	Pad	300*400*69	852kN	1,200kN	—	—	—	—
8	LRB09	KM047+911	Pad	350*500*84	1,237kN	1,750kN	Pad	350*500*84	1,237kN	1,750kN
9	CB13	KM048+390	Pad	350*450*84	1,095kN	1,575kN	—	—	—	—

1) LRB: Large River Bridge (L>100m), ORB: Other River Bridge (Medium (25m<L<100m) and Small (L<25m)), CB: Canal Bridge, VD: Viaduct, OP: Overpass, IRB: Interchange Rampway Bridge, FO: Flyover



**Figure 4-23 Image of Bearings**

## (2) Expansion Joints

The expansion joints were applied the following types in accordance with B/D results.

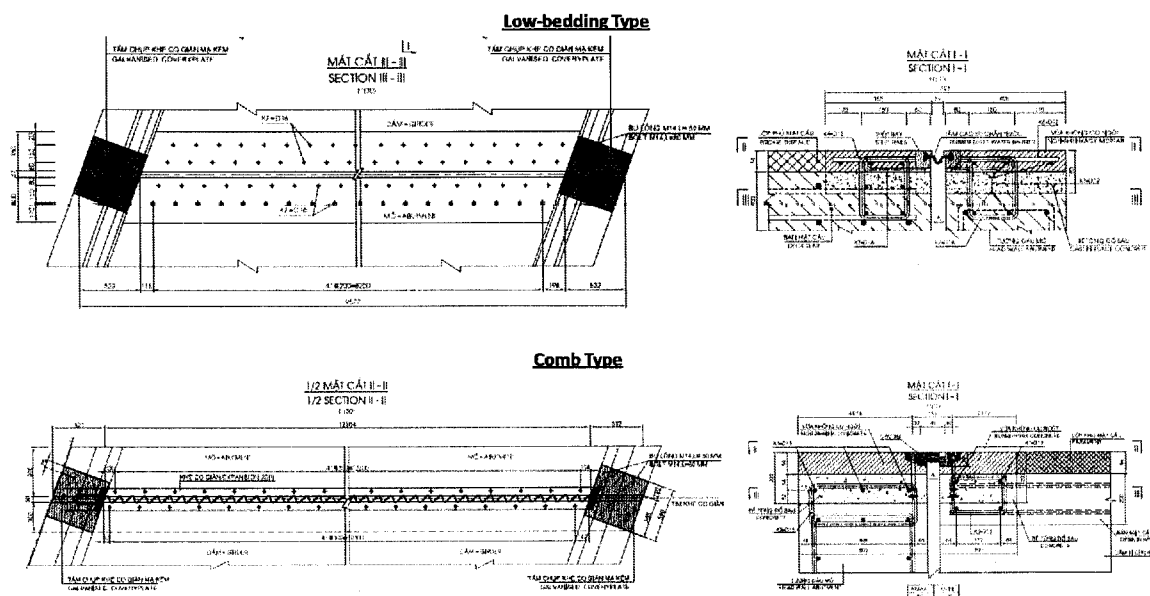
- Bridges on Thruway (Expressway and Linking Road): Comb Type
- Bridges on IC Rampway and Cross Road: Low-bedding Type

The summary of expansion joint design, image of expansion joints are shown in Table 4-9 and Figure 4-24, respectively.

**Table 4-9 Summary of Expansion Joint Design**

No.	Bridge Code <sup>1)</sup>	Bridge Station	Expansion Joints		
			Type	Location	Capacity (mm)
1	OP11	KM042+723	Comb	A1,A2	20~80(±30)
2	CB11	KM043+655	Comb	A1,A2	20~80(±30)
3	ORB11	KM044+440	Comb	A1,A2	20~80(±30)
4	ORB12	KM045+438	Comb	A1,A2	20~80(±30)
5	CB12	KM045+540	Comb	A1,A2	20~80(±30)
6	ORB13	KM045+885	Comb	A1,A2	20~80(±30)
7	OP11a	KM047+136	Comb	A1,A2	20~80(±30)
8	LRB09	KM047+911	Comb	A1,A2	20~80(±30)
9	CB13	KM048+390	Comb	A1,A2	20~80(±30)

1) LRB: Large River Bridge (L>100m), ORB: Other River Bridge (Medium (25m<L<100m) and Small (L<25m)), CB: Canal Bridge, VD: Viaduct, OP: Overpass, IRB: Interchange Rampway Bridge, FO: Flyover



**Figure 4-24 Image of Expansion Joints**

### (3) Bridge Railings and Protection Fence including Utility Spaces

#### (a) Planning Criteria

The barrier on the bridges was applied the New Jersey Barrier (TL-2 to TL-5) in accordance with the B/D results; however, the bridges on road class B and C, it was applied the typical type of concrete barrier by reason of light design vehicle, low design speed and limited spaces for bridge railings.

The location and height of protection fence were applied in accordance with the B/D results.

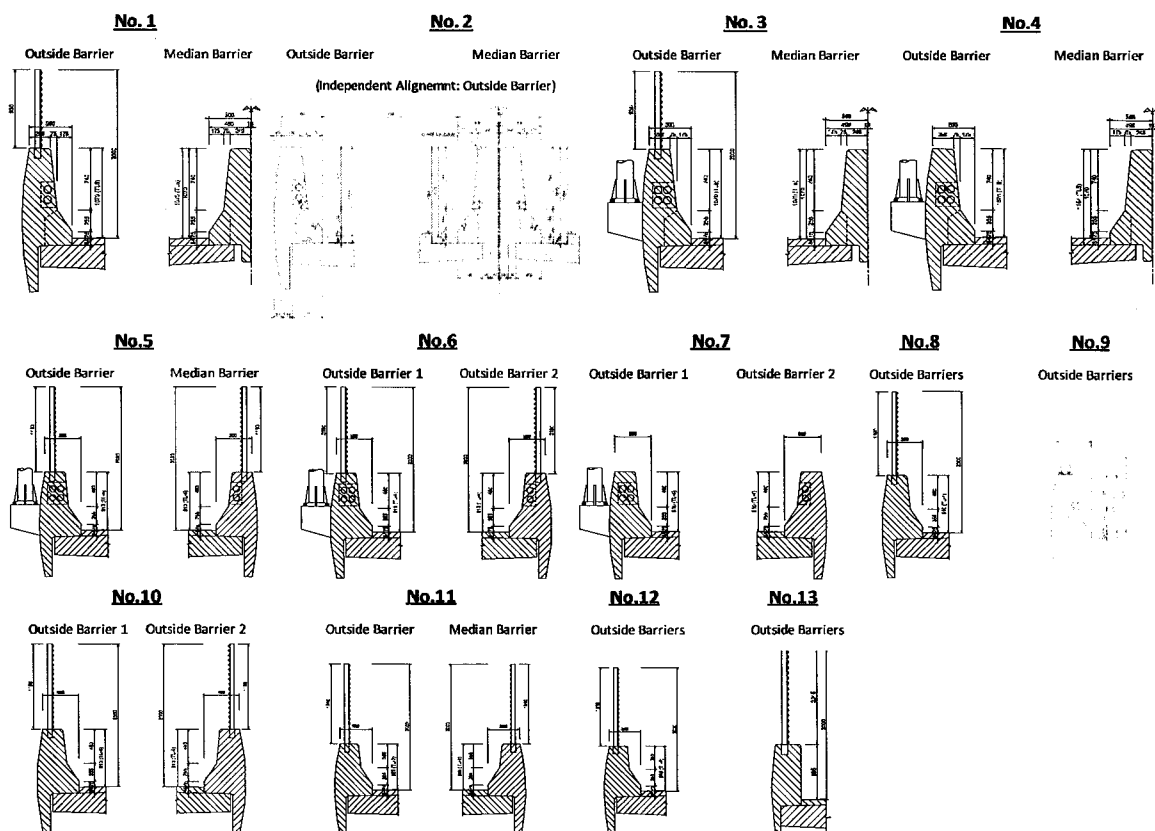
As for the conduit and hand hole of electrical and communication lines, it is referred to the Section 13.2 in Volume 2.1.

The planning criteria of bridge railing and protection fence, image of bridge railing and protection fence are shown in Table 4-10 and Figure 4-25, respectively.

**Table 4-10 Planning Criteria of Bridge Railing and Protection Fence**

No.	Road	Bridge Location	Conditions	Width (EL or Shoulder)	Bridge Railing			Protection Fence		Drawings (Fig. 4-25)
					Test Level	Type	Height	Location	Height	
1	Expressway	Thruway	Overpass (Road) with Superelevation	3.0m	TL-5	New Jersey	1,070mm	Both Outside Barriers	2.0m (From Bridge Surface)	1
2			Other Conditions					---	---	2
3			Overpass (Road) with Superelevation					Both Outside Barriers	2.0m (From Bridge Surface)	3
4			Other Conditions					---	---	4
5		IC Rampway	Flyover	≥ 1.0m	TL-4	New Jersey	810mm	Both Outside Barriers	2.0m (From Bridge Surface)	5
6			Other Bridges with Superelevation	< 1.0m				---	3.0m (From Bridge Surface)	6
7			Other Bridges with Superelevation	≥ 1.0m				---	2.0m (From Bridge Surface)	5
8			Other Conditions	< 1.0m				---	3.0m (From Bridge Surface)	6
9			Other Conditions	Valuable				---	---	7
10	Linking Road	Thruway	Overpass (Road) with Superelevation	2.0m	TL-4	New Jersey and Steel Rail	1,070mm	Both Outside Barriers	2.0m (From Bridge Surface)	8
11			Overpass (Railway)					---	---	8
12			Other Conditions					---	---	9
13	Cross Road	Class I, II, III	Flyover	---	TL-4	New Jersey	810mm	Both Outside Barriers	2.0m (From Bridge Surface)	10
14		Class IV		---	TL-3		685mm	---	3.0m (From Bridge Surface)	11
15		Class V, VI, Ah, A		---	TL-2		---	---	---	12
16		Class B, C		---	---	Typical	---	---	---	13

EL: Emergency Lane



**Figure 4-25 Image of Bridge Railing and Protection Fence**

#### (b) Summary of Bridge Railing and Protection Fence Design Results

The summary of bridge railing and protection fence design results are shown in Table 4-11.

**Table 4-11 Summary of Bridge Railing and Protection Fence Design Results**

No.	Bridge Code <sup>1)</sup>	Bridge Station	Barrier			Protection Fence
			Type (See Table 4-10)	Design Load	Height	
1	OP11	KM042+723	No. 2	TL-5	1,070mm	—
2	CB11	KM043+655	No. 2	TL-5	1,070mm	—
3	ORB11	KM044+440	No. 2	TL-5	1,070mm	—
4	ORB12	KM045+438	No. 2	TL-5	1,070mm	—
5	CB12	KM045+540	No. 2	TL-5	1,070mm	—
6	ORB13	KM045+885	No. 2	TL-5	1,070mm	—
7	OP11a	KM047+136	No. 2	TL-5	1,070mm	—
8	LRB09	KM047+911	No. 2	TL-5	1,070mm	—
9	CB13	KM048+390	No. 2	TL-5	1,070mm	—

1) LRB: Large River Bridge (L>100m), ORB: Other River Bridge (Medium (25m<L<100m) and Small (L<25m)), CB: Canal Bridge, VD: Viaduct, OP: Overpass, IRB: Interchange Rampway Bridge, FO: Flyover

#### (4) Anti-glare Screen

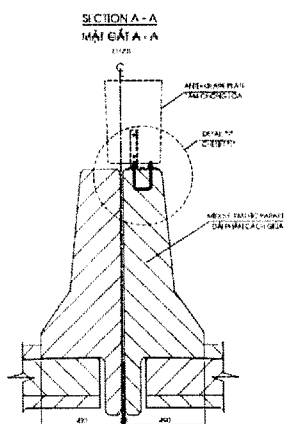
The anti-glare screen was applied at the following locations in accordance with the NEXCO standards.

- Median on Thruway (Expressway Section) except IC Sections (4m pitch)

The work demarcation between PKG6 and PKG14a (Traffic Safety Facilities) is as follows:

- PKG6: Installation of Bolts in Median
- PKG14a (JICA Section): Installation of Anti-glare screen

The image of anti-glare screen is shown in Figure 4-26.



**Figure 4-26 Image of Anti-glare Screen**

#### (5) Anti-noise Barrier

The anti-noise barrier on the bridges was not planned in accordance with the EIA Report.

## (6) Surface Drainage

The surface drainage was analyzed and designed according to the planning criteria in the B/D report.

The surface drainage analysis results were referred to the Section 9 in Volume 2.1.

The image of surface drainage facilities is shown in Figure 4-27.

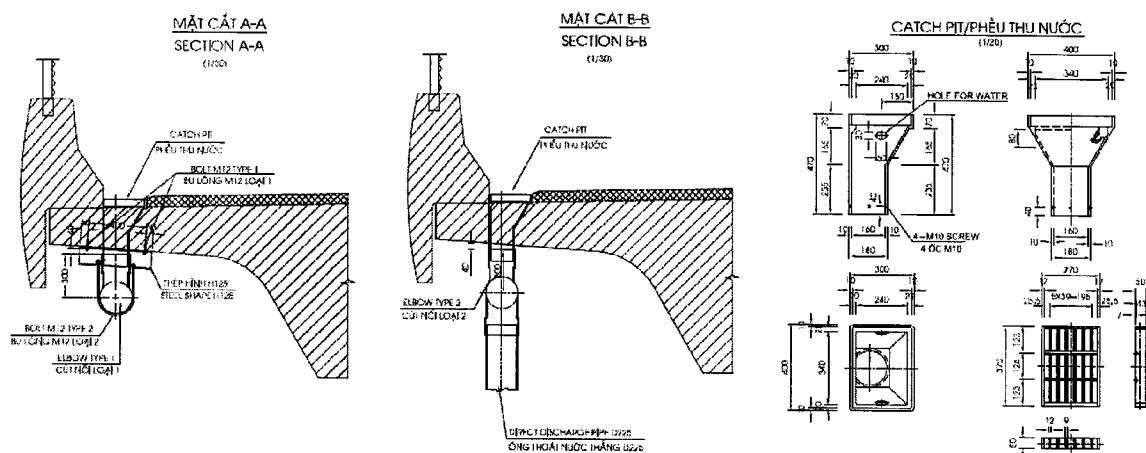


Figure 4-27 Image of Surface Drainage Facilities

## (7) Inspection Way

The inspection way on the bridges was not planned in accordance with the O&M Report.

## (8) Embankment Slope

The planning criteria for embankment slope at abutments were revised in the D/D stage.

The revised planning criteria for embankment slope (at abutment), image of embankment slope and protection (at abutment) are shown in Table 4-12.

- Wing Wall Length: Round up by 10cm unit
- Wing Wall Length between A1 and A2: Adjust as same length in case of difference < 50cm
- Location of Bottom of Slope: Not required to follow the criteria shown in Table 4-12 in case of ensuring the required spaces in front of abutment (see Table 5.2-17 in the B/D Report)

Table 4-12 Planning Criteria for Embankment Slope and Protection (At Abutment)

No.	Bridge Category	Embankment Slope			
		Slope	Top of Slope	Bottom of Slope	Slope Protection
1	River Bridge	1 Slope : 1:1 (h<7m)	Min. 750mm	2500mm From	Bridge Section DHWL < Ground Level : Concrete Panel (All Portions)
2	Viaduct (Discharge)	2 Slopes : 1:1 (1st, h=6m), 1:1.25 (2nd, h<7m)	From	Face of Abutment Wall	
3	Viaduct (Topography)	3 Slopes : 1:1 (1st, h=6m), 1:1.25 (2nd, h=6m), 1:1.25 (3rd, h<7m)	Wing Wall End	Same Location or	Approach Road Section DHWL ≥ Ground Level : Mortared Stone (All Portions)
4	Canal Bridge	Berm Width : 1m width (Bridge Section), 2m width (Road Section)		Behind at/from	
5	Overpass	Berm Grade : 4% (Down Grade)		Face of Abutment Wall	DHWL - Ground Level < 1.0m : Glass (All Portions) + MSEW (if required)
6	Multi-function Bridge	Follow the above requirements respectively			DHWL - Ground Level ≥ 1.0m : Glass (≥ DHWL) + Mortared Stone (≤ DHWL) + MSEW (if required)

## (9) Revetment and River Bed Protection

### (a) Planning Criteria

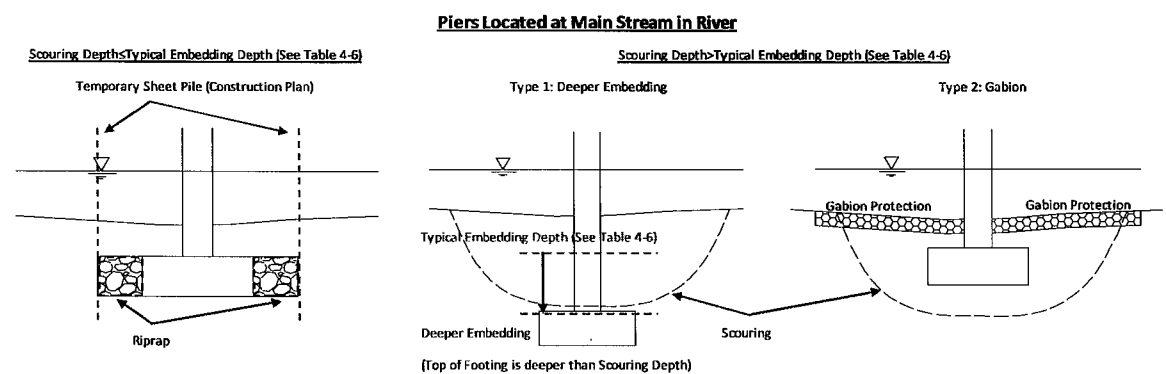
The planning criteria for revetment and river bed protection were revised in the D/D stage as follows:

#### (i) River Bed Protection

The planning criteria for river bed protection in river bridges were revised as shown in Table 4-13.

**Table 4-13 Planning Criteria for River Bed Protection**

No.	Bridge Category	Pier Location	River Bed Protection	
			B/D	D/D (This Report)
1	River Bridge	Main Channel	Required	Scouring Depth ≤ Typical Embedding Depth: Riprap beside footing (see Figure 4-28)
2		Others	(Gabion Type)	Scouring Depth > Typical Embedding Depth: Compare deeper embedding and gabion protection (see Figure 4-28)
3	Viaduct (for Discharge)	All Locations		Not Required
4	Viaduct (by Topography)	All Locations	Not Required	



**Figure 4-28 Image of River Bed Protection**

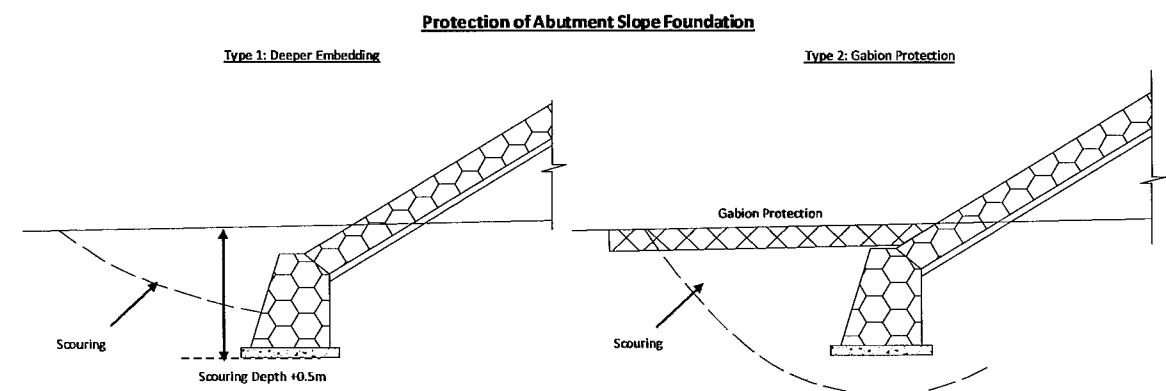
#### (ii) Protection of Abutment Slope Foundation (River Bridge)

The planning criteria for protection of abutment slope foundation in river bridges were not determined in the B/D stage and established in the D/D stage as shown in Table 4-14.

**Table 4-14 Planning Criteria for Protection of Abutment Slope Foundation (River Bridge)**

No.	Bridge Category	Slope Location	Protection of Abutment Slope Foundation	
			B/D	D/D (This Report)
1	River Bridge	On Land	Not Determined	Scouring Depth ≤ 2.0m: Deeper embedding (see Figure 4-29)
		In Water <sup>1)</sup>		Scouring Depth > 2.0m: Compare deeper embedding and gabion protection (see Figure 4-29)
2				Gabion Protection (see Figure 4-29)

1) Slope location in water is allowed only at road side location in small meandering stream



**Figure 4-29 Image of Protection of Abutment Slope Foundation (River Bridge)**

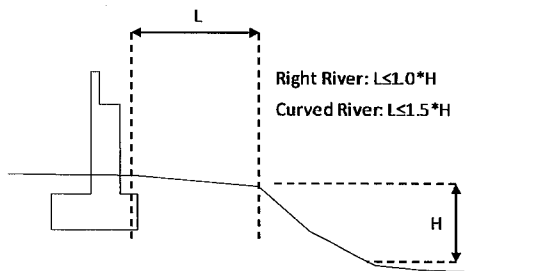
### (iii) Revetment

The planning criteria for revetment in river bridges were not determined in the B/D stage and established in the D/D stage as shown in Table 4-15.

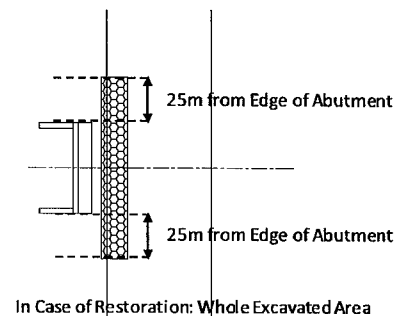
**Table 4-15 Planning Criteria for Revetment**

No.	Bridge Category	Revetment	
		B/D	D/D (This Report)
1	River Bridge	Not Determined	<p><b>Bridges Located at Right River Section</b></p> <p><math>L &gt; 1.0 * H</math>: Not required</p> <p><math>L \leq 1.0 * H</math>: Required revetment (see Figure 4-30)</p> <p><b>Bridges Located at Curved River Location</b></p> <p><math>L &gt; 1.5 * H</math>: Not required</p> <p><math>L \leq 1.5 * H</math>: Required revetment (see Figure 4-30)</p> <p><b>In Case of Removal of Existing Bank by Structural Excavation in the Project</b></p> <p>Restored Bank (see Figure 4-30)</p> <p>(In this case, the abutment slope foundation is embedded typical depth only) (See Table 4-6)</p>

**Required Location of Revetment (By Abutment Location)**

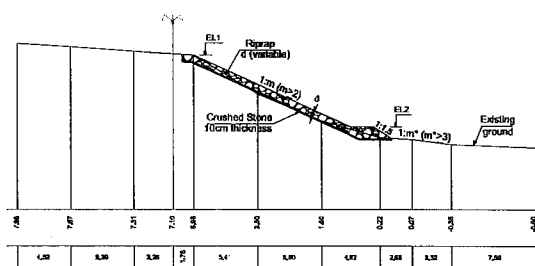


**Required Area of Revetment (By River Direction)**

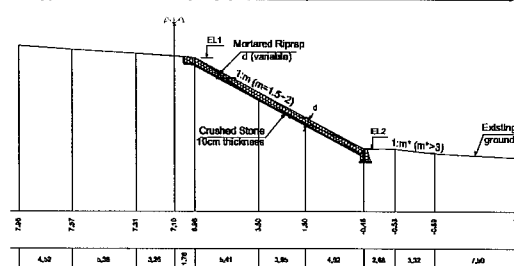


**Type of Revetment (By Slope Ratio of River Bank)**

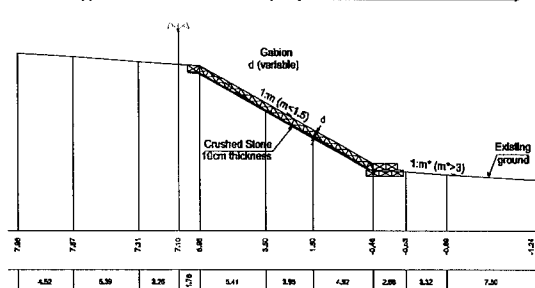
**Type 1: Riprap (Slope Ratio of River Bank  $\leq 1:2$ )**



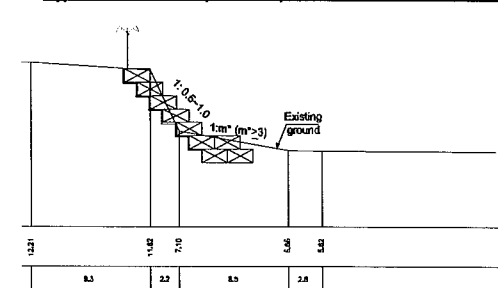
**Type 2: Mortared Riprap ( $1:1.5 >$  Slope Ratio of River Bank  $> 1:2$ )**



**Type 3: Gabion Mattress (Slope Ratio of River Bank  $1:1.5$ )**



**Type 4: Gabion Box ( $1:0.5 >$  Slope Ratio of River Bank  $> 1:1.0$ )**



**Figure 4-30 Image of Revetment**



**(b) Summary of Revetment and River Bed Protection Design Results**

The summary of revetment and river bed protection design results is shown in Table 4-16.

**Table 4-16 Summary of Revetment and River Bed Protection Design Results**

No.	Bridge Code <sup>2)</sup>	Bridge Station	Revetment and River Bed Protection Design Results		
			River Bed Protection	Protection of Abutment Slope Foundation	Revetment
1	OP11	KM042+723	---	---	---
2	CB11	KM043+655	---	---	---
3	ORB11	KM044+440	P1 Pier: Riprap	Type 1: Deeper Embedding (Bottom of Foundation: 2.14m (A1), 1.42m (A2))	---
4	ORB12	KM045+438	---	Type 1: Deeper Embedding (Bottom of Foundation: 1.87m (A1), 1.79m (A2))	---
5	CB12	KM045+540	---	---	---
6	ORB13	KM045+885	P1 Pier: Riprap	Type 1: Deeper Embedding (Bottom of Foundation: 1.65m (A1), 1.00m (A2))	---
7	OP11a	KM047+136	---	---	---
8	LRB09	KM047+911	P1 Pier: Riprap	---	---
9	CB13	KM048+390	---	---	---

**5. Conclusions**

The drawings and structural and quantity calculation sheets of the Draft D/D Report (PKG6, Other Bridges) (Rev. 0) were finalized in accordance with the appraisal results.

The VEC's approval will be obtained based on this D/D Report (Final) (PKG6, Other Bridges) (Rev. 0).







## ***Appendix***



***Appendix 1 : Design Criteria (Bridge Design)***







**Ministry of Transport**



**Vietnam Expressway Corporation**



**Project Management Unit No. 85**



**THE WORLD BANK**

**IDA Credit No. : 3843-VN**

**Project ID No. : P106235**

**Consulting Services  
for  
Detailed Design for Danang - Quang Ngai Expressway Development Project**

**Technical Report  
Design Criteria (Bridge Design)**

**January 18, 2012**

**The Joint Venture of**



**NIPPON KOEI CO.,LTD.**



**NIPPON ENGINEERING CONSULTANTS CO.,LTD.**



**CHODAI CO.,LTD.**



**THAI ENGINEERING CONSULTANTS CO., LTD.**

## Detailed Design for Danang - Quang Ngai Expressway Development Project (DQEDP-DD)

**Project ID No. : P106235**

**Tel. : +84-(0)511-3797961**

**Fax.: +84-(0)511-3797962**

Ref. No. : DQEDD-PMU85-12-12

Date : January 18, 2012

**Fax No. : +84-(38)3834705**

**Subject:** Submission of Technical Report  
Design Criteria (Bridge Design)

Dear Sir,

We would like to submit three (3) copies of the technical report for Design Criteria (Bridge Design) in English and Vietnamese versions, respectively.

Sincerely yours,

Ichizuru ISHIMOTO  
Project Manager/Team Leader

c.c. : - PMU85 in Vinh  
- Office Copy

**Encl.: Design Criteria (Bridge Design), (English: 3 copies, Vietnamese: 3 copies)**

### **Project Location Map**

File : 02\_project location map\_mae\_111004.xlsx

Size : A4 Size

Letter of Submission

Project Location Map

## **Table of Contents**

### **Abbreviations**

<b>1</b>	<b>General .....</b>	<b>1</b>
1.1	Objectives.....	1
1.2	Potential Bridge Types in the Project .....	1
1.3	Applicable Technical Standards.....	1
1.4	Subject of This Technical Report .....	1
<b>2</b>	<b>Applicable Bridge Design Standards.....</b>	<b>1</b>
<b>3</b>	<b>Bridge Design Method.....</b>	<b>3</b>
3.1	General.....	3
3.2	Design Policy .....	3
3.3	Design Method.....	3
3.3.1	Limit States.....	3
3.3.2	Load Factor and Combination .....	5
<b>4</b>	<b>Design Load .....</b>	<b>8</b>
4.1	Permanent Loads .....	8
4.1.1	Dead Load: DC, DW, EV .....	8
4.2	Live Loads.....	9
4.2.1	Vehicular Live Load: LL .....	9
4.2.2	Pedestrian Loads: PL .....	11
4.2.3	Dynamic Load Allowance: IM .....	11
4.2.4	Centrifugal Forces: CE .....	13
4.2.5	Braking Force: BR .....	13
4.2.6	Vehicular Collision Force: CT .....	13
4.3	Water Loads: WA.....	15
4.3.1	Static Pressure.....	15
4.3.2	Buoyancy.....	15
4.3.3	Stream Pressure .....	15
4.4	Wind Load: WL, WS.....	17
4.4.1	Horizontal Wind Load.....	17
4.4.2	Vertical Wind Load .....	21
4.5	Earthquake Effects: EQ.....	21
4.5.1	Analysis for Earthquake Loads.....	21
4.5.2	Acceleration Coefficients (AC) and Seismic Performance Zones.....	23
4.5.3	Site Effects.....	24
4.5.4	Elastic Seismic Response Coefficient.....	24
4.5.5	Response Modification Factors .....	25

4.5.6	Combination of Seismic Force Effects .....	25
4.6	Earth Pressure: EH.....	25
4.6.1	Basic Earth Pressure .....	27
4.6.2	At-Rest Lateral Earth Pressure Coefficient: $K_0$ .....	27
4.6.3	Active Lateral Earth Pressure Coefficient: $K_a$ .....	28
4.6.4	Passive Lateral Earth Pressure Coefficient: $K_p$ .....	28
4.6.5	Seismic Active Earth Pressure Coefficient: $P_{ae}$ .....	29
4.6.6	Seismic Passive Earth Pressure Coefficient: $P_{pe}$ .....	29
4.7	Force effects due to Superimposed Deformations: TU, TG, SH, CR, SE.....	29
4.7.1	Uniform Temperature: TU .....	29
4.7.2	Temperature Gradient: TG .....	30
4.7.3	Creep and Drying Shrinkage: SH, CR .....	30
4.8	Friction Forces: FR.....	33
4.9	Vessel Collision: CV .....	33
4.9.1	Design Vessel.....	33
4.9.2	Design Collision Velocity .....	35
4.9.3	Vessel Collision Energy .....	35
4.9.4	Ship Collision Force on Pier.....	35
4.9.5	Barge Collision Force on Pier.....	36
4.9.6	Application of Impact Forces.....	36
4.10	Construction Load .....	38
4.10.1	Construction Load .....	38
4.10.2	Construction Load Combinations at Strength Limit States .....	38
4.10.3	Construction Load Combinations at the Service Limit State .....	39
<b>5</b>	<b>Structure Design .....</b>	<b>39</b>
5.1	General.....	39
5.1.1	Concrete Cover.....	39
5.1.2	Stress-Strain Curve .....	40
5.2	Superstructure and Substructure Design .....	40
5.2.1	Prestressed Concrete Structure .....	40
5.2.2	Reinforced Concrete Structure.....	47
5.3	Pile Foundation Design .....	47
5.3.1	Transverse Spring Coefficients of Pile .....	49
<b>6</b>	<b>Materials .....</b>	<b>50</b>
6.1	Concrete.....	50
6.2	Reinforcing Bar .....	50
6.3	Prestressing Steel .....	50
6.4	Temporary Material .....	52

## **Abbreviations**

**AASHTO** : American Association of State Highway and Transportation Officials

**BP** : Beginning Point

**CEB** : Committee of European Concrete Association

**D/D** : Detailed Engineering Design

**DHWL** : Design High Water Level

**EP** : Ending Point

**FIP** : Federation of International Prestressed Concrete

**ID** : Identification

**IDA** : International Development Association

**LRFD** : Load and Resistance Factor Design

**MC** : Model Code

**MOT** : Ministry of Transport

**PC** : Prestressed Concrete

**PMU** : Project Management Unit

**RC** : Reinforced Concrete

**TOR** : Terms of Reference

**VEC** : Vietnam Expressway Corporation

**WB** : The World Bank

## 1 General

### 1.1 Objectives

The objectives of this technical report are to define the design criteria for bridge design in the Project and obtain the approval from PMU85 and relevant organizations.

### 1.2 Potential Bridge Types in the Project

The potential bridge types in the Project are shown in Table 1.

**Table 1 Potential Bridge Types in the Project**

No.	Item	Structure Type
1	Superstructure	Typical Girders (PC Super Tee, PC-I, PC Slab and PC Portal Rigid-frame), PC Box Girder
2	Substructure	Abutment: Inverted T-shape, Pier: Wall, T-shape (Cantilever)
3	Foundation	RC Bore, Pre-cast RC

### 1.3 Applicable Technical Standards

The list of applicable technical standards for the Project was approved by MOT in his Decision No. 362/QĐ-BGTVT dated on February 20, 2009.

Afterwards, the approved list was reviewed and updated by the D/D Consultant in accordance with TOR 3.3.b, Appendix A: Description of the Services, Consulting Services Contract. This updated list was submitted to PMU85 in our letter No. DQEDD-PMU85-01-12 dated on January 3, 2012, and approved by PMU85 in his letter No. 01/BQL-DNQN dated on January 5, 2012.

### 1.4 Subject of This Technical Report

The applicable technical standards are categorized by technical fields as shown in Table 2.

The subject of this technical report is No.4 structural design in bridge field.

**Table 2 Category of Applicable Technical Standards**

No.	Items		Category: Technical Fields (Main Fields only)				
			Survey/ Analysis	Highway	Road Structure	Bridge	Tunnel Others
1	Law						●
2	Survey/Analysis		●				
3	Planning			●	●	●	●
4	Design	Design/Structural Design		●	●	●	●
5		Structural Details		●	●	●	●
6	Construction		●	●	●	●	●
7	References		●	●	●	●	●

● : Subject of This Technical Report

## 2 Applicable Bridge Design Standards

The list of applicable bridge design standards for the Project is shown in Table 3.

**Table 3 List of Applicable Bridge Design Standards**

No.	Code	Title	Reference	
			Decision 362 <sup>1)</sup>	Added <sup>2)</sup>
1	22 TCN 272-05	Specifications for Bridge Design	●	
2	TCXDVN 205: 1998	Pile Foundation Design Standard	●	
3	TCXDVN 375: 2006	Design Earthquake Bearing Facilities	●	
4	TCXDVN 356: 2005	Concrete and Reinforced Concrete	●	
5	22 TCN 267-2000	PC Concrete Anchor T13; T15 & D13; D15	●	
6	TCVN 1651: 2008	Steel for Reinforcement of Concrete		●
7	TCXDVN 338: 2005	Steel Structures Design Standard		●
8	ASTM A722	High-strength Steel Bar for Pre-stressed Concrete		●
9	ASTM A416	Seven-wire, Stress-relieved Strand for Pre-stressed Concrete		●
10	TCVN 2737: 1995	Loads and Effects Design Standard		●
11	TCVN 5664-2009	Rules for Technical Classification of Inland Waterways		●

1) : MOT Decision No. 362/QĐ-BGTVT dated on February 20, 2009

2) : Added by the D/D Consultant (Letter No. DQEDD-PMU85-01-12 dated on January 3, 2012)



### 3 Bridge Design Method

#### 3.1 General

The design criteria for bridge design in the Project were established based on the Specifications for Bridge Design (22 TCN 272-05) with relevant Vietnamese design standards listed in Table 3.

The design items which are required in 22 TCN 272-05 but not clearly defined the requirements in the design standards listed in Table 3, those are referred to AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Fourth Edition 2007

#### 3.2 Design Policy

The design criteria shall be ensured the following design policies:

- The design life for bridge shall be applied 100 years;
- The importance category of bridge shall be applied Essential Bridge; and
- The PC components shall be design as fully pre-stressed (not partially pre-stressed) concrete.

The importance category of bridge is classified into the Critical, Essential and Other Bridges in section 3.10.3, 22 TCN 272-05; however, the definitions of importance category are not clearly mentioned. In the “Commentary to the specifications for Bridge Design 22 TCN 272-05” issued by MOT in December 2004, it is originally referred from AASHTO LRFD and it can be defined as follows.

- **Critical Bridge:** the critical structures must remain open to all traffic after the design earthquake and be usable by emergency vehicles and for security/defense purposes immediately after a large earthquake, e.g., a 2500-year return period event.
- **Essential Bridge:** the essential structures are generally those that should, as a minimum, be open to emergency vehicles and for security/defense purposes immediately after the design earthquake, i.e., a 500-year return period event.

On the meeting among WB, MOT, VEC, PMU85, PMU1 and D/D Consultant dated on January 10, 2012, it was confirmed that the critical roads/bridges are not existed/planned in Vietnam, therefore, the importance category of bridge shall be applied Essential Bridge in the Project.

#### 3.3 Design Method

The bridge structures shall be designed by the specified limit states in the Vietnamese Standards (22 TCN 272-05) to achieve the objectives of constructability, safety, serviceability with due regard to issues of inspectibility, economy and aesthetics to ensure the 100 years design life.

##### 3.3.1 Limit States (Article 1.3.2, 22 TCN 272-05)

The bridge structures shall be verified by the following limit states, and all of limit states shall be considered of equal importance:

- Strength limit state
- Extreme event limit state
- Service limit state
- Fatigue limit state

Each component and connection shall satisfy the following equation for service limit, fatigue and fracture limit, strength limit and extreme event limit states.

$$Q = \sum \eta_i Y_i Q_i \leq \Phi R_n = R_r$$

where:

- $Q$  : factored load
- $Q_i$  : force effect
- $R_n$  : nominal resistance
- $R_r$  : factored resistance
- $Y_i$  : load factor
- $\Phi$  : resistance factor
- $\eta_i$  : load modifier

**(1) Load Modifier:  $\eta_i$**

The load for strength limit state is calculated by the following equation.

Besides the load modifier for the other limit state shall be applied 1.0.

in which:

For loads for which a maximum value of  $\eta_i$  is appropriate:

$$\eta_i = \eta_D * \eta_R * \eta_I \geq 0.95$$

For loads for which a minimum value of  $\eta_i$  is appropriate:

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D * \eta_R * \eta_I} \leq 1.0$$

where:

$\eta_D$  : a factor relating to ductility

$\eta_R$  : a factor relating to redundancy

$\eta_I$  : a factor relating to operational importance

**Table 4 Load Modifier**

Factor	Category	Strength Limit State	This Project
$\eta_D$	For non-ductile components and connections	$\geq 1.05$	Each
	For conventional designs and details complying with 22 TCN 272-05	1.00	
	For components and connections for which additional ductile-enhancing measures have been specified beyond those required by 22 TCN 272-05	$\geq 0.95$	
$\eta_R$	For non-redundant members	$\geq 1.05$	Each
	For conventional levels of redundancy	1.00	
	For exceptional levels of redundancy	$\geq 0.95$	
$\eta_I$	For important bridges	$\geq 1.05$	1.00 <sup>1)</sup>
	For typical bridges	1.00	
	For relatively less important bridges	$\geq 0.95$	

1): Applied same classification with Operational Importance, Article 3.10.3, 22 TCN 272-05

(Commentary to the specifications for Bridge Design 22 TCN 272-05" issued by MOT in December 2004)

**(2) Limit States for Bridge Structure**

The limit states for bridge structure are shown in Table 5.

**Table 5 Limit States for Bridge Structure**

Limit State	Outline of Limit State
Strength-I	Basic load combination relating to the normal vehicular use of the bridge without wind.
Strength-II	Load combination relating to the bridge exposed to wind velocity exceeding 25m/s without live load.
Strength-III	Load combination relating to normal vehicular use of the bridge with wind of 25m/s velocity.
Extreme Event	Load combination relating to earthquake, collision by vessels and vehicles, and certain hydraulic events with a reduced live load other than that which is part of the vehicular collision load, CT.
Service	Load combination relating to the normal use of the bridge with a 25m/s wind and all loads taken at their normal values, to control deflections, crack width in RC and PC structure, yielding of steel structures and slip of slip critical connections due to vehicular live load, and to investigate slope stability.
Fatigue	Fatigue and fracture load combination relating to repetitive gravitational vehicular live load and dynamic responses under a single design truck.

### **3.3.2 Load Factor and Combination (Article 3.4, 22 TCN 272-05)**

#### **(1) Loads**

The permanent and transient loads shall be considered as shown in Table 6 in the next page.

**Table 6 Permanent and Transient Loads**

Category	Loads
Permanent Loads	DD : Downdrag DC : Dead load of structural components and nonstructural attachment DW : Dead load of wearing surfaces and utilities EH : Horizontal earth pressure load EL : Accumulated locked-in force effects resulting from the construction process, including the secondary forces from post-tensioning ES : Earth surcharge load EV : Vertical pressure from dead load of earth fill
Transient Loads	BR : Vehicular braking force CE : Vehicular centrifugal force CR : Creep CT : Vehicular collision force CV : Vessel collision force EQ : Earthquake FR : Friction IM : Vehicular dynamic load allowance LL : Vehicular live load LS : Live load surcharge PL : Pedestrian live load SE : Settlement SH : Shrinkage TG : Temperature gradient TL : Train Load <b>(not applied in this Project)</b> TU : Uniform temperature WA : Water load and stream pressure WL : Wind on live load WS : Wind load on structure

**(2) Load Factor and Combination**

The total factored force effect shall be taken as:

$$Q = \sum \eta_i * \gamma_i * Q_i$$

where:

$Q_i$  : force effects from loads

$\gamma_i$  : load factors specified in Tables 7 to 9

**Table 7 Load Combinations and Factors**

Limit State	Load Combinations											
	DC DD DW EH EV ES	LL IM CE BR PL LS EL	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Use One of These at a Time		
										EQ	CT	CV
Strength-I	γ <sub>p</sub>	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ <sub>TG</sub>	γ <sub>SE</sub>	-	-	-
Strength-II	γ <sub>p</sub>	-	1.00	1.40		1.00	0.50/1.20	γ <sub>TG</sub>	γ <sub>SE</sub>	-	-	-
Strength-III	γ <sub>p</sub>	1.35	1.00	0.40	1.00	1.00	0.50/1.20	γ <sub>TG</sub>	γ <sub>SE</sub>	-	-	-
Extreme	γ <sub>p</sub>	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	1.00	1.00
Service	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	1.00/1.20	γ <sub>TG</sub>	γ <sub>SE</sub>	-	-	-
Fatigue-LL, IM&CE only	-	0.75	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Note: For checking crack widths in pre-stressed concrete structures at the service limit state, the load factor for live load may be reduced to 0.80



**Table 8 Load Factors for Permanent Load:  $\gamma_p$**

Load Type		Load Factor	
		Maximum	Minimum
DC	Component and Attachments	1.25	0.90
DD	Downdrag	1.80	0.45
DW	Wearing Surfaces and Utilities	1.50	0.65
EH	Horizontal Earth Pressure		
	- Active	1.50	0.90
	- At Rest	1.35	0.90
EL	Locked-in Erection Stress	1.00	1.00
EV	Vertical Earth Pressure		
	- Overall Stability	1.35	N/A
	- Retaining Structures	1.35	1.00
	- Rigid Buried Structures	1.30	0.90
	- Rigid Frames	1.35	0.90
	- Flexible Buried Structures other than Metal Box Culverts	1.95	0.90
	- Flexible Metal Box Culverts	1.50	0.90
ES	Earth Surcharge	1.50	0.75

**Table 9 Load Factor for Temperature Gradient:  $\gamma_{TG}$**

$\gamma_{TG}$	Conditions
0.00	At the strength and extreme event limit states
1.00	At the service limit state when live load is not considered
0.50	At the service limit state when live load is considered

## 4 Design Load

### 4.1 Permanent Loads (Article 3.5, 22 TCN 272-05)

#### 4.1.1 Dead Load: DC, DW, EV

The dead loads shall be included the weight of all components of the structure, appurtenances and utilities (guard walls, road lightings, etc.) attached thereto, earth cover, wearing surface and future overlays.

The applicable densities for dead load are shown in Table 10. As for the weight of utilities, it shall be decided due to the site investigations.

**Table 10 Densities**

Material		Density (kg/m <sup>3</sup> )
Aluminum Alloys		2800
Bituminous Wearing Surfaces		2250
Cinder Filling		960
Compacted Sand, Silt or Clay		Due to soil investigation
Concrete	Low-density	1775
	Sand-low-density	1925
	Normal	2400
Loose Sand, Silt or Gravel, Soft Clay		Due to soil investigation
Rolled Gravel, Macadam or Ballast		2250
Steel		7850
Stone Masonry		2725
Water	Fresh	1000
	Salt	1025

## 4.2 Live Loads (Article 3.6, 22 TCN 272-05)

### 4.2.1 Vehicular Live Load: LL

#### (1) Number of Design Lanes

The number of design lanes should be determined by taking the integer part of the ratio " $w/3600$ ", where " $w$ " is the clear roadway width in mm between curbs and/or barriers.

#### (2) Multiple Presence Factor

The extreme live load force effect shall be determined by considering each possible combination of number of loaded lanes multiplied by a corresponding multiple presence factor to account for the probability of simultaneous lane occupation by the HL-93 design live load.

The multiple presence factors are shown in Table 11.

For the purpose of determining the number of lanes when the loading condition includes the pedestrian loads combined one or more lanes of the vehicular live load, pedestrian loads may be taken to be one loaded lane.

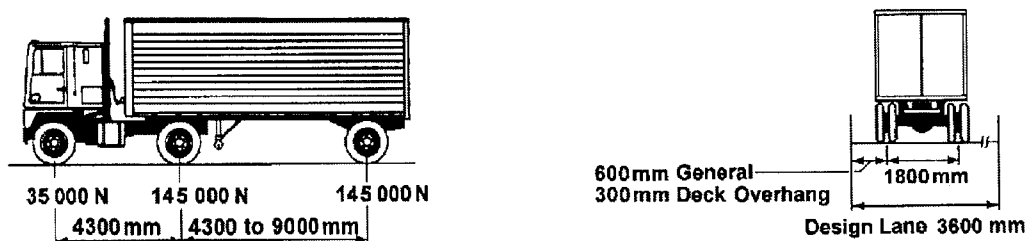
**Table 11 Multiple Presence factors " $m$ "**

Number of Loaded Lanes	1	2	3	> 3
Multiple Presence Factors " $m$ "	1.20	1.00	0.85	0.65

#### (3) Design Vehicular Live Load

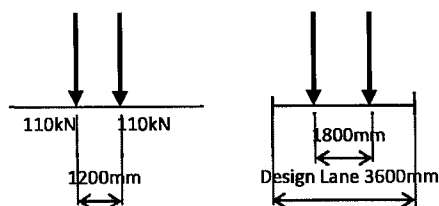
Vehicular live loading (HL-93) shall consist of a combination as followings:

- Design Truck
- Design Tandem
- Design Lane Load

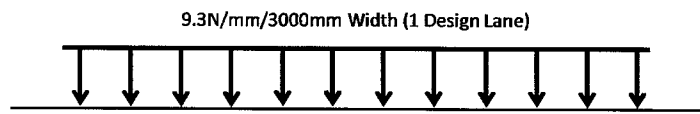


Note: For fatigue load, the distance between 145kN axles shall be constant of 9000mm

**Figure 1 Design Truck**



**Figure 2 Design Tandem**



**Figure 3 Design Lane Load**

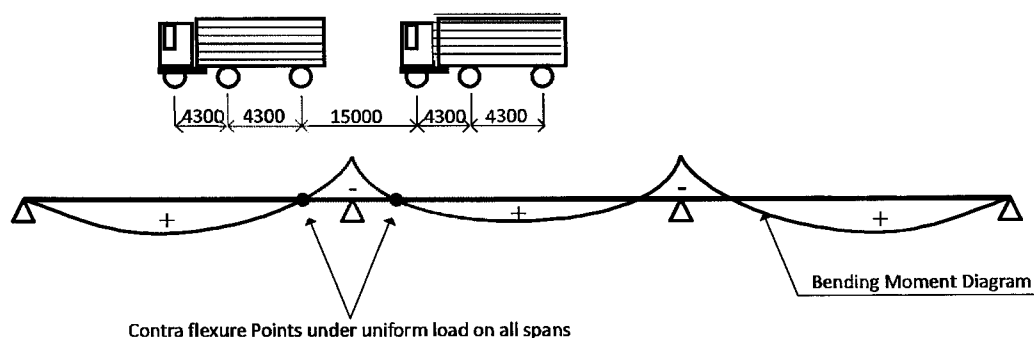


The extreme force effect shall be taken the larger as followings:

- The effects of Design Tandem and Design Lane Load.
- The effects of Design Truck with variable axle spacing and Design Lane Load.
- For both negative moment between points of contra flexure under a uniform load on all spans, and reaction at interior pier, 90% of the effect of two design trucks spaced a minimum 15000mm between the lead axle of one truck and the rear axle of the other truck, combined with 90% of the effect of the design lane load. The distance between the 145000N axles of each truck shall be 4300mm.

And the extreme force effect shall be considered as follows:

- Longitudinally, the axles that do not contribute to the extreme force effect under consideration shall be neglected.
- Transverse, both the design lanes and the 3000mm loaded width in each lane shall be positioned to produce extreme force effects



**Figure 4 Two Design Trucks Loadings for Negative Moment and Reaction at Interior Pier**

#### 4.2.2 Pedestrian Loads: PL

A pedestrian load of  $3 \times 10^{-3}$  MPa shall be applied to all sidewalks wider than 600mm and considered simultaneously with the vehicular design live load.

#### 4.2.3 Dynamic Load Allowance: IM

In case of the both of the design truck and tandem, the static effects shall be increased by the percentage specified in Table 12 for dynamic load allowance.

**Table 12 Dynamic Load Allowance: IM**

Component	Deck Joints-All Limit States	All Other Components	
		Fatigue and Fracture Limit State	All Other Limit States
IM	75%	15%	25%

Dynamic load allowance need not be applied to:

- Retaining walls not subject to vertical reactions from the superstructure.
- Foundation components that are entirely below ground level.

For buried structures such as culverts, IM shall be taken as:

$$IM = 33 * (1.0 - 4.1 * 10^{-4} * DE) \geq 0\%$$

where:

DE : minimum depth of earth cover above the structure (mm)



#### 4.2.4 Centrifugal Forces: CE

The centrifugal forces, which are to be applied horizontally at a distance 1800mm above the roadway surface, shall be taken as the product of the axle weights of the design truck or tandem and the factor C, taken as:

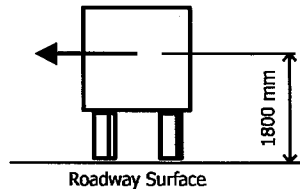


Figure 5 Centrifugal Force

$$C = \frac{4 v^2}{3 g R}$$

where:

v : highway design speed (m/s)

g : gravitational acceleration: 9.807 (m/s<sup>2</sup>)

R : radius of curvature of traffic lane (m)

The multiple presence factors shall apply.

#### 4.2.5 Braking Force: BR

The braking forces shall be taken as 25% of the axle weights of the design truck or tandem per lane placed in all design lanes which are carrying traffic headed in the same direction. Besides all design lanes shall be simultaneously loaded for bridges likely to become one-directional in the future.

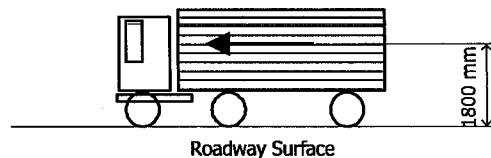


Figure 6 Braking Force

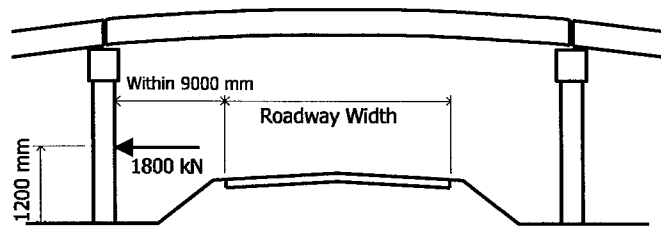
These forces shall be assumed to act horizontally at a distance of 1800mm above the roadway surface in either longitudinal direction to cause extreme force effects.

The multiple presence factors shall apply.

#### 4.2.6 Vehicular Collision Force: CT

Unless protected as followings, abutments and piers located within a distance of 9000mm to the edge of roadway, shall be designed for an equivalent static force of 1800kN, which is assumed to act in any direction in a horizontal plane, at a distance of 1200mm above ground.

- An embankment
- A structurally independent, crashworthy ground mounted 1370mm high barrier, located within 3000mm from the component being protected
- A 1070mm high barrier, located at more than 3000 mm from the component being protected



**Figure 7 Vehicular Collision Force**

#### 4.3 Water Loads: WA (Article 3.7, 22 TCN 272-05)

For bridges over water way, the water loads as static pressure, buoyancy and stream pressure shall be adopted with following considerations;

##### Strength and Service Limit State

The consequences of changes in foundation conditions resulting from the design flood for scour shall be considered.

##### Extreme Event Limit State (with EQ, CT, CV)

The water loads and scour depths may be based on the mean annual discharge.

##### Extreme Event Limit State (without EQ, CT, CV)

The structure shall be checked for the consequences of changes in foundation conditions resulting from the check flood for scour.

#### 4.3.1 Static Pressure

The static pressure of water shall be assumed to act perpendicular to the surface that is retaining water. Pressure shall be calculated as the product of height (Z) of water above the point of consideration, the density of water ( $\gamma_w$ ), and g (the acceleration of gravity).

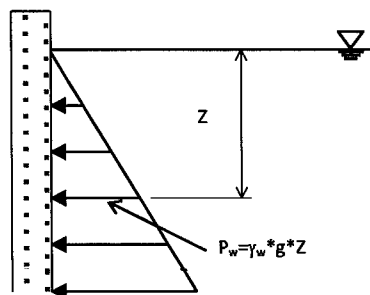


Figure 8 Static Pressure of Water

#### 4.3.2 Buoyancy

Buoyancy shall be considered to be an uplift force, taken as the sum of the vertical components of static pressures acting on all components below the design water level.

#### 4.3.3 Stream Pressure

##### (1) Longitudinal

The pressure of flowing water acting in the longitudinal direction of substructure shall be taken as:

$$p = 5.14 \times 10^{-4} C_D V^2$$

where:

p : pressure of flowing water (MPa)

$C_D$  : drag coefficient for piers as specified in Table 13

V : velocity of water for the design flood for scour in strength and service limit states and for the check flood for scour in the extreme event limit state (m/s)

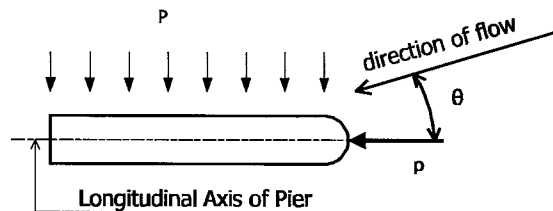
Table 13 Drag Coefficient

Type	$C_D$
Semicircular-nosed Pier	0.70
Square-ended Pier	1.40

Debris lodges against the Pier	1.40
Wedge-nosed Pier with Nose Angle 90o or less	0.80

## (2) Transverse

The lateral, uniformly distributed pressure on a substructure due to water flowing at an angle,  $\theta$ , to the longitudinal axis of the pier shall be taken as:



**Figure 9 Transverse Water Pressure**

$$p = 5.14 \cdot 10^{-4} C_L V^2$$

where:

$p$  : lateral pressure (MPa)

$C_L$  : lateral drag coefficient specified in Table 14

**Table 14 Lateral Drag Coefficient**

Angle, $\theta$ , between direction of flow and longitudinal axis of the pier	$C_L$
$0^\circ$	0.0
$5^\circ$	0.5
$10^\circ$	0.7
$20^\circ$	0.9
$\geq 30^\circ$	1.0

## 4.4 Wind Load: WL, WS (Article 3.8, 22 TCN 272-05)

### 4.4.1 Horizontal Wind Load

#### (1) General

This Article provides design wind loads for conventional bridge structures. For long span, specific wind climate studies should be carried out to determine the wind effects.

The design wind velocity,  $V$ , shall be determined from:

$$V = V_B \cdot S$$

where:

$V_B$  : basic 3 second gust wind velocity with 100 years return period appropriate to the Wind Zone in which the bridge is located, as specified in Table 15

$S$  : correction factor for upwind terrain and deck height, as specified in Table 16

The Project site is located at the Wind Zone III as shown in Figure 10 in the next page.



Wind zone (TCVN2737-1995)	$V_B$ (m/s)
I	38
II	45
III	53
IV	59

Height of bridge deck above surrounding ground or water level (m)	Open country or open water	Wooded country or built-up areas, with trees or buildings up to a maximum height of about 10 m	Built-up areas with buildings predominantly over 10 m high
10	1.09	1.00	0.81
20	1.14	1.06	0.89
30	1.17	1.10	0.94
40	1.20	1.13	0.98
50	1.21	1.16	1.01

**(a) Transverse Wind Load**

$$P_D = 0.0006V^2 A_i C_d \geq 1.8 A_i (kN)$$

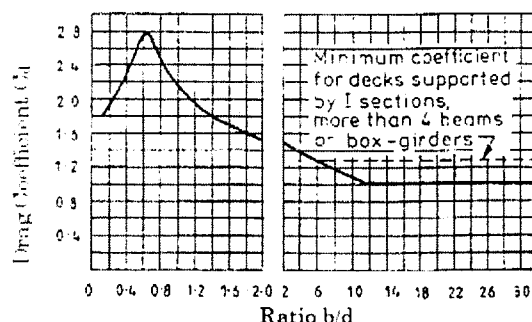
where:



$V$  : design wind velocity (m/s)

$A_t$  : solid area of the structure or element for calculation of transverse wind load (m<sup>2</sup>)

$C_d$  : drag coefficient specified in Figure 11



$b$ : overall width of bridge between outer faces of parapets (mm)  
 $d$ : depth of superstructure including solid parapets, if applicable (mm)

**Figure 11 Drag Coefficient  $C_d$  for Superstructures with Solid Elevation**

The area of the structure or element under consideration  $A_t$ , shall be the solid area in normal projected elevation, without live load, subjected the following provisions;

For superstructures with solid parapets, the area of superstructure shall include the area of the solid windward parapet, but the effect of the leeward parapet need not be considered.

For superstructures with open parapets, the area of superstructure shall include both windward and leeward parapets separately considered. Where there are more than two parapets, only those two having the greatest unshielded effect shall be considered.

For truss girder superstructures, the wind force shall be calculated for each component separately, both windward and leeward, without considering shielding.

For piers, shielding shall not be considered.

### **(b) Longitudinal Wind Load**

The longitudinal wind load shall be considered as follows;

For piers, abutments, truss girder superstructures and other superstructure forms which represent a significant surface area to wind loads parallel to longitudinal centerline similar way to those for transverse wind loads

For superstructure with solid elevation: 0.25 times the transverse wind load

Longitudinal and transverse wind loads shall be applied as separate load cases and, where appropriate, the structure shall be checked for the effect of intermediate angles of wind by resolution of forces.

### **(3) Wind Load on Vehicles: WL**

When considering STRENGTH III load combination, the design wind load shall be applied to both structure and vehicles. And longitudinal and transverse wind loads shall be applied as separate load cases and, where appropriate, the structure shall be checked for the effect of intermediate angles of wind by resolution of forces.

#### **(a) Transverse**

The transverse wind load on vehicles shall be represented by a line load of 1.50kN/m acting horizontally, transverse to the longitudinal centerline of the structure and 1800mm above the roadway.

#### **(b) Longitudinal**

The longitudinal wind load on vehicles shall be represented by a line load of 0.75kN/m acting horizontally, parallel to the longitudinal centerline of the structure and 1800mm above the roadway.

#### 4.4.2 Vertical Wind Load

In case the angle of inclination of the wind to the structure less than 5 degrees, a vertical wind load,  $P_v$ , shall be taken as acting at the centroid of the appropriate area, and shall be calculated as:

$$P_v = 0.00045V^2 A_v (kN)$$

where:

$V$  : design wind velocity (m/s)

$A_v$  : plan area of the bridge deck or element for calculation of vertical wind load ( $m^2$ )

This load shall be applied only for limit states that do not involve wind on live load, and only when the direction of wind is taken to be perpendicular to the longitudinal axis of the bridge.

#### 4.5 Earthquake Effects: EQ (Article 3.10, 22 TCN 272-05)

Earthquake loads shall be taken to be horizontal force effects for rigid-frame superstructures, substructures, foundations and connections between superstructures and substructures.

Seismic effects for box culverts and buried structures need not be considered, except where they cross active fault.

These loads are determined based on the following items.

- Acceleration Coefficient (AC) at each bridge
- Importance Categories (IC) for each bridge
- Seismic Zone based on AC for each bridge
- Site Effects (S) based on soil profile type
- Period of Vibration of the  $m^{th}$  mode ( $T_m$ ) for the structure
- Response Modification Factor (R) for the substructures and connections

##### 4.5.1 Analysis for Earthquake Loads

The minimum analysis requirements for seismic effects shall be as specified in Table 17 depend on structural type, seismic zone, importance category, and part of the structure. The connections between the superstructure and substructure shall be designed for the minimum force requirements.

Also the minimum seat width requirement shall be satisfied.

- UL : uniform load elastic method
- SM : single-mode elastic method
- MM : multimode elastic method
- TH : time history method

The Project site is located at the Seismic Zone 2 as shown in Table 17.

**Table 17 Minimum Analysis Requirements for Seismic Effects**

Seismic Zone	Single-Span Bridges	Multi-span Bridges					
		Other Bridges		Essential Bridges		Critical Bridges	
		Regular	Irregular	Regular	Irregular	Regular	Irregular
1	No need	No need	No need	No need	No need	No need	No need
2	<b>No need</b>	SM/UL	SM	<b>SM/UL</b>	<b>MM</b>	MM	MM
3	No need	SM/UL	MM	MM	MM	MM	TH



#### 4.5.2 Acceleration Coefficients (AC) and Seismic Performance Zones

The importance category of bridge in the Project is applied Essential Bridge as explained in 3.2; therefore, the acceleration coefficient shall be applied 500-year return period.

TCXDVN 375: 2006 "Design Earthquake Bearing Facilities" is the current standards in Vietnam and provides the acceleration coefficient by districts in 500-year return period. Therefore, this standard shall be applied in the Project.

The acceleration coefficients by districts in the Project site are shown in Table 18.

**Table 18 Acceleration Coefficient by Districts in the Project Site**

Province	District	Commune	Section	Acceleration Coefficient
Danang	Hoa Vang	Hoa Nhon	KM001+000-KM001+615	0.0730
		Hoa Phong	KM001+615-KM002+515	
		Hoa Tien	KM002+515-KM007+965	
Quang Nam	Dien Ban	Dien Tien	KM007+965-KM009+574	0.0341
		Dien Tho	KM009+574-KM017+700	
		Dien Quang	KM017+700-KM021+115	
	Duy Xuyen	Duy Trinh	KM021+115-KM022+840	0.0263
		Duy Son	KM022+840-KM026+468	
		Duy Trung	KM026+468-KM029+465	
	Que Son	Que Xuan	KM029+465-KM034+190	0.0493
		Phu Tho	KM034+190-KM039+650	
	Thang Binh	Binh Quy	KM039+650-KM045+420	0.0310
		Binh Chanh	KM045+420-KM048+416	
		Binh Que	KM048+416-KM049+513	
		Binh An	KM049+513-KM050+817	
		Binh Que	KM050+817-KM051+650	
		Binh An	KM051+650-KM052+350	
	Phu Ninh	Tam Thanh	KM052+350-KM055+215	0.0802
		Tam Phuoc	KM055+215-KM058+270	
		Tam Vinh	KM058+270-KM060+620	
		Tam Thai	KM060+620-KM066+480	
	Tam Ky	Tam Ngoc	KM066+480-KM068+425	0.0802
	Nui Thanh	Tam Xuan 1	KM068+425-KM070+420	0.0580
		Tam Xuan 2	KM070+420-KM074+835	
		Tam Anh	KM074+835-KM082+395	
		Tam Hiep	KM082+395-KM085+625	
		Tam My	KM085+625-KM092+258	
		Tam Nghia	KM092+258-KM099+200	
Quang Ngai	Binh Son	Binh Chanh	KM099+200-KM100+285	0.0519
		Binh Nguyen	KM100+285-KM105+800	
		Binh Trung	KM105+800-KM109+100	
		Binh Chuong	KM109+100-KM109+600	
		Binh Long	KM109+600-KM111+512	
	Son Tinh	Tinh Tho	KM111+512-KM121+000	0.0912
		Tinh Ha	KM121+000-KM125+200	
	Tu Nghia	Nghia Ky	KM125+200-KM129+905	0.0707
	TP Quang Ngai	Quang Phu	KM129+905-KM130+175	0.0824
	Tu Nghia	Nghia Dien	KM130+175-KM132+600	0.0707
	Nghia Hanh	Hanh Thuan	KM132+600-KM133+100	0.0542
	Tu Nghia	Nghia Dien	KM133+100-KM133+400	0.0707
	Nghia Hanh	Hanh Thuan	KM133+400-KM134+640	0.0542
	Tu Nghia	Nghia Trung	KM134+640-KM138+365	0.0707
		Nghia Thuong	KM138+365-KM139+263	

#### 4.5.3 Site Effects

Based on the soil profile at each bridge site, site effects shall be included in the determination of seismic loads for bridges.

The site coefficients are shown in Table 19.

**Table 19 Site Coefficients**

Site Coefficient	Soil Profile Type			
	I	II	III	IV
S	1.00	1.20	1.50	2.00

Where the soil profiles are follows;

##### **Soil Profile Type I**

Rock of any description, either shale-like or crystalline in nature, or stiff soils where the soil depth is less than 60m, and the soil types overlying rock are stable deposits of sands, gravels, or stiff clays

##### **Soil Profile Type II**

Stiff cohesive or deep cohesion less soils where the soil depth exceeds 60m and the soil types overlying the rock are stable deposits of sands, gravels, or stiff clays

##### **Soil Profile Type III**

Soft to medium-stiff clays and sands, characterized by 9m or more of soft to medium-stiff clays

##### **Soil Profile Type IV**

Soft clays or silts greater than 12m in depth

#### 4.5.4 Elastic Seismic Response Coefficient

The elastic seismic response coefficient,  $C_{sm}$  for the  $m^{th}$  mode of vibration shall be taken as:

$$C_{sm} = 1.2AS/T_m^{2/3} \leq 2.5A$$

where:

$T_m$  : period of vibration of the  $m^{th}$  mode (s); based on the nominal unfactored mass of the component or structure

A : acceleration coefficient

S : site coefficient

For soil profiles III and IV, and for modes other than the fundamental mode that have periods less 0.30s,  $C_{sm}$  shall be taken as:

$$> C_{sm} = A(0.8 + 4.0T_m)$$

If the period of vibration for any mode exceeds 4.0s, the value of  $C_{sm}$  for that mode shall be taken as;

$$> C_{sm} = 3.0 AS/T_m^{4/3}$$

#### 4.5.5 Response Modification Factors

Seismic design force effects for substructures and the connections between parts of structure, shall be determined by dividing the force effects resulting from elastic analysis by the appropriate response modification factor, R.

**Table 20 Response Modification Factors-Substructures**

Substructure	Importance category		
	Critical	<b>Essential</b>	Other
Wall-type piers larger dimension	1.5	<u>1.5</u>	2.0
Reinforced concrete pile bents			
- Vertical piles only	1.5	<u>2.0</u>	3.0
- With batter piles	1.5	<u>1.5</u>	2.0
Single columns	1.5	<u>2.0</u>	3.0
Steel or composite steel and concrete pile bents			
- Vertical piles only	1.5	<u>3.5</u>	5.0
- With batter piles	1.5	<u>2.0</u>	3.0
Multiple column bents	1.5	<u>3.5</u>	5.0

**Table 21 Response Modification Factors-Connections**

Connection	All importance categories
Superstructure to abutment	0.8
Expansion joints within a span of the superstructure	0.8
Columns, piers, or pile bents to cap beam or superstructure	1.0
Columns or piers to foundations	1.0

If an inelastic time history method of analysis is used, the response modification factors, R, shall be taken as 1.0 for all substructure and connections.

#### 4.5.6 Combination of Seismic Force Effects

The following two load cases combining elastic member forces resulting from earthquakes to the longitudinal and transverse axes of the bridge, should be considered.

Load Case 1:  $1.0FL+0.3FT$

Load Case 2:  $0.3FL+1.0FT$

where:

FL : absolute elastic member forces due to an earthquake to the longitudinal axis

FT : absolute elastic member forces due to an earthquake to the transverse axis

#### 4.6 Earth Pressure: EH (Article 3.11, 22 TCN 272-05)

Earth pressure shall be considered as a function of the followings:

- Type and density of soil,
- Water content,
- Soil creep characteristic,
- Degree of compaction,
- Location of groundwater table,
- Earth-structure interaction,
- Amount of surcharge,

- Earthquake effects.



#### 4.6.1 Basic Earth Pressure

Basic earth pressure shall be assumed to be linearly proportional to the depth of earth and taken as:

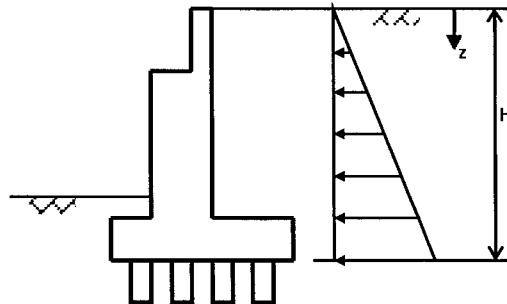


Figure 12 Earth Pressure

$$p = K \gamma_s g z \cdot 10^{-9}$$

where:

$p$  : basic earth pressure (MPa)

$K$  : coefficient of lateral earth pressure

$\gamma_s$  : density of soil ( $\text{kg/m}^3$ )

$g$  : gravitational acceleration ( $\text{m/s}^2$ )

$z$  : depth below the surface of earth (mm)

The resultant lateral earth load due to the weight of the backfill shall be assumed to act at a height of  $0.4H$  above the base of the wall, where  $H$  is the total wall height, measured from the surface of the ground to the bottom of the footing.

#### 4.6.2 At-Rest Lateral Earth Pressure Coefficient: $K_o$

$K_o = 1 - \sin \phi_f$  (for normally consolidated soils)

$K_o = (1 - \sin \phi_f) \cdot (\text{OCR})^{\sin \phi_f}$  (for over consolidated soils)

where:

$\phi_f$  : effective friction angle of soil

$K_o$  : coefficient of earth pressure at rest

OCR : over consolidation ratio (refer to Table 21)

Table 22 Typical Coefficient of Lateral Earth Pressure At-Rest

Soil Type	Coefficient of Lateral Earth Pressure: $K_o$			
	OCR=1	OCR=2	OCR=5	OCR=10
Loose Sand	0.45	0.65	1.10	1.60
Medium Sand	0.40	0.60	1.05	1.55
Dense Sand	0.35	0.55	1.00	1.50
Silt (ML)	0.50	0.70	1.10	1.60
Lean Clay (CL)	0.60	0.80	1.20	1.65
Highly Plastic Clay (CH)	0.65	0.80	1.10	1.40

#### 4.6.3 Active Lateral Earth Pressure Coefficient: $K_a$

Active lateral earth pressure coefficient  $K_a$  shall be taken as:

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \varphi')}{\Gamma \sin^2 \theta \sin(\theta - \delta)}$$

$$\Gamma = \left[ 1 + \frac{\sin(\varphi' + \delta) \sin(\varphi' - \beta)}{\sin(\theta + \delta) \sin(\theta + \beta)} \right]^2$$

where:

$\delta$  : friction angle between fill and wall (deg)

$\beta$  : angle of fill to the horizontal (deg)

$\theta$  : angle of backfill of wall to the vertical (deg)

$\varphi'$  : effective angle of internal friction (deg)

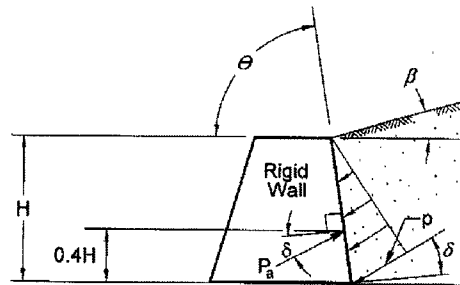


Figure 13 Earth Pressure

#### 4.6.4 Passive Lateral Earth Pressure Coefficient: $K_p$

For noncohesive soils, values of the coefficient of passive lateral earth pressure  $K_p$  may be taken from Figure 1 of Specification 22 TCN 272-05 for the case of a sloping or vertical wall with a horizontal backfill or from 3.11.5.4-2 of 22 TCN 272-05 for the case of a vertical wall and sloping backfill.

For conditions that deviate from those described in Figures 3.2-1 to 3.2-2, the passive pressure may be calculated by using a trial procedure based on wedge theory. When wedge theory is used, the limiting value of the wall friction angle should not be taken larger than one-half the angle of internal friction,  $\varphi$ .

For cohesive soils, passive pressures may be estimated by:

$$p_p = K_p \gamma_s g z + 2c \sqrt{K_p}$$

where:

$p_p$  : lateral earth pressure (MPa)

$\gamma_s$  : density of soil ( $\text{kg/m}^3$ )

$z$  : depth below the surface of soil (mm)

$c$  : unit cohesion (MPa)

$K_p$  : coefficient of passive lateral earth pressure

#### 4.6.5 Seismic Active Earth Pressure Coefficient: $P_{ae}$

Seismic active earth pressure  $P_{ae}$  shall be taken as:

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{ae} \cdot 10^{-9}$$

for which:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta_0 - \theta)}{\Gamma_2 \cos \theta_0 \cos^2 \theta \cos(\delta + \theta + \theta_0)}$$

$$\Gamma_2 = \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \theta_0 - \alpha)}{\cos(\delta + \theta + \theta_0) \cos(\alpha - \theta)}} \right]^2$$

where:

$\theta_0$  : arc tan ( $k_h/(1-k_v)$ ) (deg)

$k_h$  : horizontal acceleration coefficient

$k_v$  : vertical acceleration coefficient

#### 4.6.6 Seismic Passive Earth Pressure Coefficient: $P_{pe}$

Seismic active earth pressure  $P_{pe}$  shall be taken as:

$$P_{pe} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{pe} \cdot 10^{-9}$$

for which:

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta_0 + \theta)}{\Gamma_3 \cos \theta_0 \cos^2 \theta \cos(\delta - \theta + \theta_0)}$$

$$\Gamma_3 = \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \theta_0 + \alpha)}{\cos(\delta - \theta + \theta_0) \cos(\alpha - \theta)}} \right]^2$$

where:

$\theta_0$  : arc tan ( $k_h/(1-k_v)$ ) (deg)

$k_h$  : horizontal acceleration coefficient

$k_v$  : vertical acceleration coefficient

#### 4.7 Force effects due to Superimposed Deformations: TU, TG, SH, CR, SE (Article 3.12, 22 TCN 272-05)

##### 4.7.1 Uniform Temperature: TU

The maximum and minimum average bridge temperature specified in 22 TCN 272-05 is shown in Table 23. The difference between the maximum and minimum average bridge temperature and the base construction temperature assumed in the design shall be used to calculate thermal deformation effects. These are based on shade air temperature ranges of 0°C to +45°C north of latitude 16°N (Hai Van Pass) and +5°C to +45°C south of latitude 16°N.

The setting temperature of the bridge shall be taken as the actual air temperature averaged over the 24 hours period immediately preceding the setting event.

These temperatures should be reviewed in considering with the meteorological data of the site.

**Table 23 Bridge Temperature Ranges**

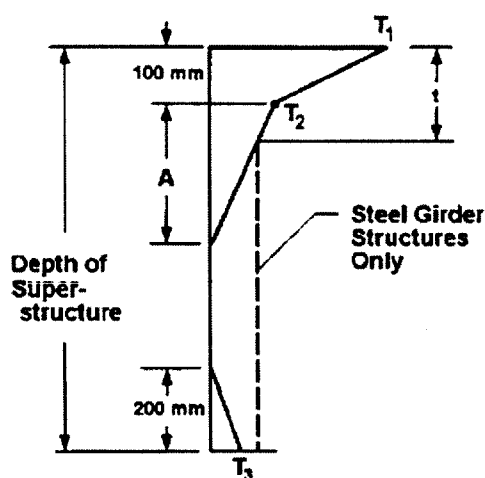
Climate Zone	Concrete superstructure	Concrete deck on steel girders or box	Steel deck on steel girders or box
North of Latitude 16 Deg. N (Hai Van Pass)*	+5°C to +47°C	+1°C to +55°C	-3°C to +63°C
South of Latitude 16 Deg. N (Hai Van Pass)	+10°C to +47°C	+6°C to +55°C	+2°C to +63°C

\*: For sites north of latitude 16°N and at an elevation above sea level greater than 700m, the minimum temperature in Figure 14 shall be reduced by 5°C.

#### 4.7.2 Temperature Gradient: TG

The effect of vertical differential temperature gradients through a bridge superstructure shall be derived for both positive temperature differential conditions (top surface hotter) and negative temperature differentials (top surface cooler). Dimension "A" in Figure 14 shall be taken as;

- For concrete superstructures that are 400 mm or more in depth: A=300mm
- For concrete sections shallower than 400 mm: A=100mm less than actual depth
- For steel/concrete composite superstructures: t=depth of concrete deck



**Figure 14 Vertical Temperature Gradient**

The temperature gradients given in Table 24 apply to bridge decks with 100mm thickness of surfacing. Where a different surfacing thickness is used, the values should be adjusted accordingly.

**Table 24 Temperature Gradient (°C)**

Parameter	Positive Temperature Gradient (°C)	Negative Temperature Gradient (°C)
T <sub>1</sub>	+23	-7
T <sub>2</sub>	+6	-1
T <sub>3</sub>	+3	0

#### 4.7.3 Creep and Drying Shrinkage: SH, CR (CEB FIP Model Code-1990)

Influences of creep and drying shrinkage are varied from condition of the land, quality of the materials, dimension of the members, the ages, and the erection methods. To evaluate the differences of the ages varied from the erection methods accurately have to consider not only the amount of the final creep drying shrinkage but also the erection order and progress of the creep drying shrinkage.

MC90 in Article 5.4.2.3.1, 22 TCN 272-05 shall be applied in the Project.

### (1) Creep Coefficient

According to MC90, the total strain related the stress at when the fixed continue stress is acted by  $t_0$  is shown in the following equation as the sum of elastic strain occurred at  $t_0$  and creep strain occurred from between  $t_0$  and  $t$ .

$$\varepsilon_c = \sigma_c / E_c + \sigma_c / E_{ci} * \varphi(t, t_0)$$

where:

$E_c$  : elastic modulus for concrete of the age  $t_0$

$E_{ci}$  : elastic modulus for concrete of the age for 28days

$\varphi(t, t_0)$  : coefficient of Creep strain progress between from  $t_0$  to  $t$

The creep coefficient is decided by the following equation:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(t - t_0)$$

for which:

$$\beta_c(t - t_0) = \left( \frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3}$$

$$\beta_H = 1.5 \left[ 1 + (0.012 RH)^{1.8} \right] h_0 + 250 \leq 1500$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \beta_{(f_{cm})} \beta_{(t_0)}$$

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH / RH_0}{0.46(h / h_0)^{0.2}}$$

$$\beta_{(f_{cm})} = 5.3 / \left[ (f_{cm} / f_{cm0})^{0.5} \right]$$

$$\beta_{cm0} = 10 \text{ MPa}$$

$$\beta_{(t_0)} = 1 / \left[ 0.1 + (t_{0,adj} / t_1)^{0.2} \right]$$

$$t_{0,adj} = t_{0,T} \left[ 9 / (2 + t_{0,T} / T_{1,T})^{1.2} + 1 \right]^\alpha > 0.5 \text{ day}$$

$\alpha = -1$  (for slowly setting cement)

$\alpha = 0$  (for normally setting cement)

$\alpha = 1$  (for fast setting cement)

$T_{1,T} = 1 \text{ day}$

where:

$\varphi_0$  : nominal creep coefficient

$\beta_c(t - t_0)$ : creep coefficient consider development flow age of concrete

$t_{0,adj}$  : value to adjust age of concrete at load

$RH_0$  : 100%

$RH$  : Relative humidity of environment (%). For this project select  $RH = 80\%$ .

## (2) Drying Shrinkage

Drying shrinkage is decided by the following equation,

$$\varepsilon_{cs(t,t_s)} = \varepsilon_{s(f_{cm})} \beta_{RH} \beta_s (t - t_s)$$

for which:

$$\varepsilon_{s(f_{cm})} = [160 + 10 \beta_{sc} (9 - f_{cm} / f_{cm0})] * 10^{-6}$$

$$\beta_{RH} (40\% < RH < 99\%) = -1.55 * \left[ 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right]$$

$$\beta_{RH} = 0.25 \text{ (RH} > 99\%)$$

$\beta_{sc}$  : Coefficient depend type of cement

$\beta_{sc}=4$  (for slowly setting cement)

$\beta_{sc}=5$  (for fast setting cement)

$\beta_{sc}=8$  (for fast setting high-strength cement)

$$\beta_s (t - t_s) = \left[ \frac{(t - t_s) / t_1}{350 (h / h_0)^2 + (t - t_s) / t_1} \right]^{0.5}$$

where:

$h$  : Constant of volume/surface area

$t_1=1$  day;  $h_0=100$ mm

## 4.8 Friction Forces: FR (Article 3.13, 22 TCN 272-05)

Forces due to friction on the sliding or rotating surface shall be considered. The value of friction coefficients depends on the specification of each product. Based on the former projects in Vietnam, the friction coefficients of elastomeric bearing shall be as 0.15.

## 4.9 Vessel Collision: CV (Article 3.14, 22 TCN 272-05)

All bridges crossing navigable waterways shall be designed for vessel collision with the substructure and, where appropriate, the superstructure.

The Owner shall establish and/or approve the design vessel(s), design velocity, and any specific requirements for the bridge in consideration with the Vietnam Inland Waterways Bureau or the Vietnam Marine Authority, as appropriate.

### 4.9.1 Design Vessel

The design vessels and their dimensions are given for various classes of navigable waterway shown in Tables 25 to 26.

**Table 25 Design Vessels for Classes of Navigable Waterway**

Class of navigable waterway	Design vessel tonnage (DWT)	
	Self-propelled vessel	Towed barge
I	2000	500
II	1000	500
III	300	400
IV	200	400
V	100	100
VI	40	100

**Table 26 Dimensions of Design Vessels**

Items	Self-propelled vessel						Towed barge		
	2000	1000	300	200	100	40	500	400	100
Maximum Length (LOA) (m)	90	75	38	34	15	8	40	41	27

Maximum Breadth (m)	12.0	10.5	7.0	6.6	5.0	3.0	10.0	11.2	6.4
Laden draught (m)	3.5	2.8	2.2	1.7	1.0	0.8	1.7	1.3	1.0



#### 4.9.2 Design Collision Velocity

In accordance with Article 3.14.3, 22 TCN 272-05, the recommended design impact velocity,  $V_s$ , to be used with each design vessel shall be as given in Tables 27, where:

$V_s$  = mean annual stream velocity adjacent to the bridge element under consideration (m/s)

However, the maximum daily high water level with 5% frequency shall be applied as the design high water level (DWHL) for bridge navigation clearance in accordance with TCVN 5664-2009 and the velocity will be higher than the mean annual stream velocity. Therefore, the design impact velocity,  $V_s$ , shall be used the velocity in case of the maximum daily high water level with 5% frequency.

**Table 27 Design Impact Velocity for Design Vessels**

Design vessel	Design impact velocity: $V$ (m/s)
Self-propelled Vessel $\geq 1000$ DWT	$3.3 + V_s$
Self-propelled Vessel $< 1000$ DWT	$2.5 + V_s$
Towed Barge	$1.6 + V_s$

#### 4.9.3 Vessel Collision Energy

The kinetic energy of a moving vessel to be absorbed during a non-eccentric collision with a bridge pier shall be taken as:

$$KE = 500 C_H M V^2$$

where:

KE: Vessel collision energy (joule)

M : Vessel displacement tonnage (Mg)

The vessel mass, M, shall be based on the loading condition of the vessel and shall include the empty mass of the vessel, plus consideration of the mass of cargo, for loaded vessels, or the mass of water ballast for vessels transiting in an empty or lightly loaded conditions.

$C_H$  : Hydrodynamic mass coefficient

=1.05 (Underkeel clearance  $\geq 0.5$  \* draft)

=interpolate

=1.25 (Underkeel clearance  $\leq 0.1$  \* draft)

$V$  : Vessel impact velocity (m/s)

#### 4.9.4 Ship Collision Force on Pier

The head-on ship collision impact force on a pier shall be taken as:

$$P_s = 1.2 \times 10^5 V (DWT)^{0.5}$$

where;

$P_s$  : Equivalent static vessel impact force

DWT : Deadweight tonnage of vessel

$V$  : Vessel impact velocity

#### 4.9.5 Barge Collision Force on Pier

The collision impact force,  $N$ , on a pier for a standard hopper barge shall be taken as:

$$P_B = 6.0 \cdot 10^4 a_B \quad (a_B < 100 \text{ mm})$$

$$= 6.0 \cdot 10^6 + 1600 a_B \quad (a_B \geq 100 \text{ mm})$$

where;

$P_B$  : Equivalent static barge impact force (N)

$a_B$  : Barge bow damage length specified in the following equation (mm)

$$a_B : 3100[(1 + 1.3 \cdot 10^{-7} KE)^{0.5} - 1]$$

The impact force for design barges larger than the standard hopper barge shall be determined by increasing the standard hopper barge impact force by the ratio of the larger barge's width to the width of the standard hopper barge.

#### 4.9.6 Application of Impact Forces

##### (1) Substructure Design

For substructure design, equivalent static force, parallel and normal to the centerline of the navigable channel, shall be applied separately as follows;

- Parallel to the alignment of the centerline of the channel: 100% of the design impact force
- Normal to the alignment of the centerline of the channel: 50% of the design impact force

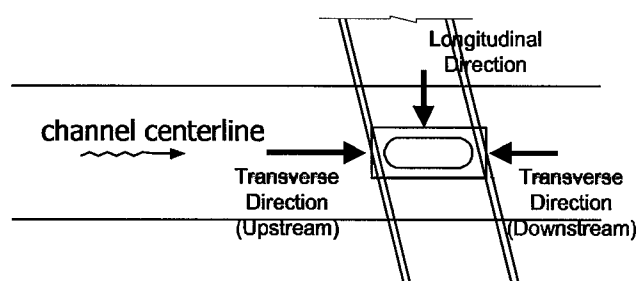
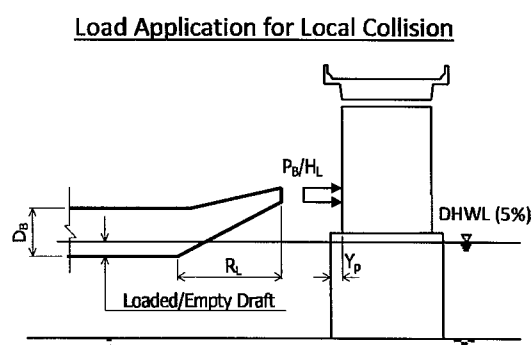
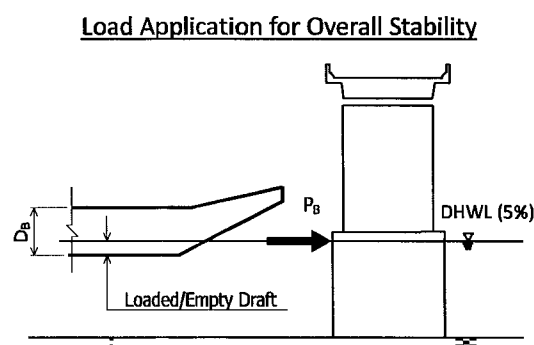


Figure 15 Application of Vessel Collision Force on Pier

The impact force shall be applied to a substructure in accordance with the following criteria:

- For overall stability, design impact force is applied as a concentrated force on the substructure at the maximum daily high water level with 5% frequency, as shown in Figure 16.
- For local collision forces, design impact force is applied as a vertical line load equally distributed on the depth of the head block ( $H_L$ ), as shown in Figure 16.



**Figure 16    Load Applications**

#### 4.10 Construction Load (Article 5.14.2.3.2, 22 TCN 272-05)

##### 4.10.1 Construction Load

The construction load shall be considered the load for specialized construction equipment (CE) in the Project as shown in Table 28.

**Table 28 Construction Load**

Code	Construction Load	This Project
DC	Weight of the supported structure (N)	—
DIFF	Differential load: applicable only to balanced cantilever construction; taken as 2 percent of the dead load applied to one cantilever (N)	—
DW	Superimposed dead load (N) or (N/mm)	—
CLL	Distributed construction live load: an allowance for miscellaneous items of plant, machinery, and other equipment, apart from the major specialized erection equipment; taken as $4.8 \times 10^{-4}$ MPa of deck area; in cantilever construction, this load is taken as $4.8 \times 10^{-4}$ MPa on one cantilever and $2.4 \times 10^{-4}$ MPa on the other; for bridges built by incremental launching, this load may be neglected (MPa)	—
CE	Specialized construction equipment: the load from segment delivery trucks and any special equipment, including a formtraveller, launching gantry, beam and winch, truss, or similar major auxiliary structure and the maximum loads applied to the structure by the equipment during the lifting of segments (N)	680,000N
IE	Dynamic load from equipment: determined according to the type of machinery anticipated (N)	—
CLE	Longitudinal construction equipment load: the longitudinal load from the construction equipment (N)	—
U	Segment unbalance: the effect of any out-of-balance segments or other unusual condition as applicable; applies primarily to balanced cantilever construction but may be extended to include any unusual lifting sequence that may not be a primary feature of the generic construction system (N)	—
WS	Horizontal wind load on structures in accordance with the provisions of Section 3 (MPa)	—
WE	Horizontal wind load on equipment; taken as $4.8 \times 10^{-4}$ MPa of exposed surface (MPa)	—
WUP	Wind uplift on cantilever: $2.4 \times 10^{-4}$ MPa of deck area for balanced cantilever construction applied to one side only, unless an analysis of site conditions or structure configuration dicates otherwise (MPa)	—
A	Static weight of precast segment being handled (N)	—
AI	Dynamic response due to accidental release or application of a precast segment load or other udden application of an otherwise static load to be added to the dead load; taken as 100 percent of load A (N)	—
CR&SH	Creep&shrinkage	—
T	Thermal: the sum of the effects due to uniform temperature variation (TU) and temperature gradients (TG) (DEG)	—

##### 4.10.2 Construction Load Combinations at Strength Limit States

The factored resistance of a component (determined by using resistance factors), shall not be less than the following:

For maximum force effects:

$$\Sigma \phi F_u = 1.1(DL + DIFF) + 1.3CE + A + AI$$

For minimum force effects:

$$\Sigma \phi F_u = DL + CE + A + AI$$

**The strength limit states during construction shall be considered in PC box girder in the Project.**

### 4.10.3 Construction Load Combinations at the Service Limit State

The construction load combinations at the service limit state shall be taken as:

**Table 29 Load Factors and Tensile Stress Limits for Construction Combination**

Load Combination	Load Factors																Tensile Stress Limits		Note
	Dead Load			Live Load				Wind Load			Other Loads					Earth Loads	Excluding "Other Loads"	Including "Other Loads"	
	DC	DIFF	U	CLL	CE	IE	CLE	WS	WUP	WE	CR	SH	TU	TG	WA	EH EV ES			
a	1.0	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	$\gamma_{TG}$	1.0	1.0	$0.50 * f_c^{1/2}$	$0.58 * f_c^{1/2}$	
B	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	$\gamma_{TG}$	1.0	1.0			
c	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7	0.7	0.0	1.0	1.0	1.0	$\gamma_{TG}$	1.0	1.0			
d	1.0	1.0	0.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.7	1.0	0.7	1.0	1.0	1.0	$\gamma_{TG}$	1.0	1.0			1)
e	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.3	0.0	0.3	1.0	1.0	1.0	$\gamma_{TG}$	1.0	1.0			2)
f	1.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.3	0.0	0.3	1.0	1.0	1.0	$\gamma_{TG}$	1.0	1.0			3)

1) Equipment not working

2) Normal erection

3) Moving equipment

## 5 Structure Design

### 5.1 General

#### 5.1.1 Concrete Cover (5.12.3, 22 TCN 272-05)

Cover for unprotected pre-stressing/reinforcing steel shall not be less than that specified in Table 30.

**Table 30 Cover for Unprotected Main Reinforcing Steel**

Situation	Cover (mm)
Direct exposure to salt water	100
Cast against earth	75
Coastal	75
Deck surfaces subject to unusually high mechanical wear	60
Exterior other than above	50
Interior other than above	
- Up to No.36 bar	40
- No.43 and No.57 bars	50
Bottom of cast-in-place slabs	
- Up to No.36 bar	25
- No.43 and No.57 bars	50
Precast soffit form panels	20
Precast reinforced piles	
- Noncorrosive environments	50
- Corrosive environments	75
Precast pre-stressed piles	50
Cast-in-place piles	
- Noncorrosive environments	50
- Corrosive environments	
General	75
Protected	75
- Shells	50
- Auger-cast, tremie concrete, or slurry construction	75

### 5.1.2 Stress-Strain Curve

An appropriate curve shall be assumed to express the stress-strain behavior of concrete depending upon the purpose of calculation. An idealized stress-strain curve may generally be used for calculation of flexural resistance of members subjected to flexural moment or flexure and axial force.

The stress-strain curve of reinforcing steel including prestressing steel shall be assumed to have a suitable form for the purpose of calculation of flexural resistance.

The assumed stress-strain curves for the calculation may be authorized models and shall be approved at D/D stage.

## 5.2 Superstructure and Substructure Design

For superstructure design, design impact force may be applied as an equivalent static force transverse to the superstructure component in a direction parallel to the centerline of navigable channel, if necessary.

### 5.2.1 Prestressed Concrete Structure

#### (1) Prestressing Force (Article 5.9, 22 TCN 272-05)

The Prestressing force shall be computed using the equation as bellow.

$$P(x) = P_i - [\Delta P_i(x) + \Delta P_t(x)]$$

where,

$P(x)$  : Prestressing force of cross section under consideration

$P_i$  : Prestressing force at prestressing work at the tensioning end of tendon

$\Delta P_i(x)$  : Loss of prestressing force immediately after prestressing to be computed considering the following effects

- Elastic deformation of concrete
- Friction between tendon and duct
- Anchorage seating loss, or set loss

Others

$\Delta P_t(x)$  : Loss of prestressing force over time to be computed considering the following effects

- Relaxation of prestressing steel
- Creep of concrete
- Shrinkage of concrete

To calculate the indeterminate forces at the serviceability or the fatigue limit state, the prestressing force may be taken to be the characteristic value of the prestressing force.

The following effects shall be considered when calculating the prestressing losses, namely  $\Delta P_i(x)$  and  $\Delta P_t(x)$ .

#### (a) Instantaneous Losses

##### (i) Elastic Deformation of Concrete

The prestressing loss due to elastic deformation of concrete shall always be considered for the pre-tensioning system. When post-tensioning tendons are tensioned one by one, the prestressing loss due to elastic deformation of concrete shall be calculated, and the average prestressing loss may be computed.

$$\Delta f_{pES} = (E_p/E_{ci}) * f_{cgp} \text{ (for pre-tensioning system)}$$

$$\Delta f_{pES} = [(N-1/2N)] * (E_p/E_{ci}) * f_{cgp} \text{ (for post-tensioning system)}$$

where:

$N$  : Number of identical prestressing tendons

$E_p$  : Modulus of elasticity of prestressing steel (MPa)

$E_{ci}$  : Modulus of elasticity of concrete at transfer (MPa)

$f_{cgp}$  : Sum of concrete stresses at the center of gravity of prestressing tendons due to the prestressing force after jacking and the self-weight of the member at the sections of maximum moment (MPa)

## (ii) Friction between Prestressing Tendon and Duct

The prestressing loss in prestressing tendon due to friction varies considerably on condition of the inner surface of the duct and type, degrees of rusting, and alignments of the prestressing tendon.

Loss of prestressing tendon force due to friction can generally be separated into two terms – one related to the angular change of the centroid line of the prestressing tendons, and the other related to length of the prestressing tendon. Tension in the prestressing tendon at cross section under consideration can be expressed by following equation.

$$\Delta f_{pF} = f_{pj}(1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)})$$

where:

$f_{pj}$  : Stress in the prestressing steel at jacking (MPa)

$x$  : Length of a prestressing tendon from the jacking end to any point under consideration (mm)

$K$  : Wobble friction coefficient (per mm of tendon)

$\mu$  : Coefficient of friction

$\alpha$  : Sum of the absolute values of angular change of prestressing steel path from jacking end, or from the nearest jacking end if tensioning is done equally at both ends, to the point under investigation (Rad)

$e$  : Base of Napierian logarithms

In the absence of such data, a value within the ranges of  $K$  and  $\mu$  as specified in Table 31 may be used.

**Table 31 Friction Coefficients for Post-tensioning Tendons**

Type of Steel	Type of Duct	K	M
Wire or Strand	Rigid and semirigid galvanized metal sheathing	$6.6 \times 10^{-7}/\text{mm}$	0.15-0.25 <b>(This Project: 0.25)</b>
	Polyethylene		0.23
	Rigid steel pipe deviators for external tendons		0.25
High-strength Bars	Galvanized metal sheathing		0.30

## (iii) Anchorage Seating or Set (22 TCN 267-2000)

If during the anchoring of the tendon 'set' occurs, the ensuing loss in prestressing shall be taken into account. Especially in the case of a wedge-type anchorage system, since the amount of set is relatively large, the loss of prestressing and the affected length, shall be determined prior to tensioning on the basis of previous experience or available data. The "set" refers to the pulling in of a prestressing tendon at the anchoring device during anchoring. As the actual amount of set varies depending on the anchoring device used, the actual amount corresponding for each device shall be determined (22 TCN267-2000).

When there is no friction between the prestressing tendon and duct, loss of the prestressing tendon force due to set may be calculated using the following equation;

$$\Delta P = (\Delta l) / l A_p E_p$$

where:

$\Delta P$  : Loss of tension force due to set of tendon

$\Delta l$  : Setting length **(This Project: 6mm)**

$l$  : Length of tendon

$A_p$  : Area of tendon

$E_p$  : Young's modulus of tendon

**(b) Time Dependent Losses**

**(i) Typical Girders**

The approximate lump sum estimate shall be used for typical girders in the Project.

The approximate lump sum estimate of time dependent prestress losses resulting from creep and shrinkage of concrete and relaxation of steel in fully prestressed members may be taken as specified in Table 32.

**Table 32 Time Dependent Losses in MPa**

Type of Beam Section	Level	For Wires and Strands with $f_{pu}=1620, 1725 \text{ or } 1860 \text{ MPa}$	For Bars with $f_{pu}=1000 \text{ or } 1100 \text{ MPa}$
Rectangular Beams and Solid Slabs	Upper Bound Average	200+28PPR 180+28PPR	130+41PPR
I-Girder	Average	$230 \left[ 1 - 0.15 \frac{f'_c - 41}{41} \right] + 41PPR$	130+41PPR
Single T, Double T, Hollow Core and Voided Slab	Upper Bound	$270 \left[ 1 - 0.15 \frac{f'_c - 41}{41} \right] + 41PPR$	$210 \left[ 1 - 0.15 \frac{f'_c - 41}{41} \right] + 41PPR$
	Average	$230 \left[ 1 - 0.15 \frac{f'_c - 41}{41} \right] + 41PPR$	

for which:

$$PPR = \frac{A_{ps} f_{py}}{A_{ps} f_{py} + A_s f_y}$$

where:

PPR : partial prestress ration

$A_s$  : area of nonprestressed reinforcement ( $\text{mm}^2$ )

$A_{ps}$  : area of prestressing steel ( $\text{mm}^2$ )

$f_y$  : specified yield strength of reinforcing bars (MPa)

$f_{py}$  : yield strength of prestressing steel (MPa)

**(ii) PC Box Girder and Substructure**

**i) Relaxation of Prestressing Steel**

**At Transfer**

In pre-tensioned members, the relaxation loss in prestressing steel, initially stressed in excess of  $0.50 f_{pu}$ , may be taken as:

$$\Delta f_{pRl} = \frac{\log(24.0t)}{10.0} \cdot \left[ \frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0.55 \right] \cdot f_{pj} \quad (\text{for stress-relieved strand})$$

$$\Delta f_{pRl} = \frac{\log(24.0t)}{40.0} \cdot \left[ \frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0.55 \right] \cdot f_{pj} \quad (\text{for low-relaxation strand})$$

where:

$t$  : Time estimated in days from stressing to transfer (days)

$f_{pj}$  : Initial stress in the tendon at the end of stressing (MPa)



$f_{py}$  : Specified yield strength of prestressing steel (MPa)

### **After Transfer**

Losses due to relaxation of prestressing steel may be taken as:

Equation 1 (for pre-tensioning with stress-relieved strands)

$$\Delta f_{pR2} \text{ (MPa)} = 138 - 0.4\Delta f_{pES} - 0.2(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR})$$

Equation 2 (for post-tensioning with stress-relieved strands)

$$\Delta f_{pR2} \text{ (MPa)} = 138 - 0.3\Delta f_{pF} - 0.4\Delta f_{pES} - 0.2(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR})$$

where:

$\Delta f_{pF}$  : The friction loss below the level of  $0.70 f_{pu}$  at the point under consideration (MPa)

$\Delta f_{pES}$  : Loss due to elastic shortening (MPa)

$\Delta f_{pSR}$  : Loss due to shrinkage (MPa)

$\Delta f_{pCR}$  : Loss due to creep of concrete (MPa)

For prestressing steels with low relaxation properties conforming to AASHTO M 203M (ASTM A 416M or E 328): Use 30 percent of  $\Delta f_{pR2}$  given by Equation 1 or 2.

### **ii) Creep of Concrete**

Prestressing loss due to creep may be taken as:

$$\Delta f_{pCR} = 12.0 f_{cgp} - 7.0 \Delta f_{cdp} \geq 0$$

where:

$f_{cgp}$  : Concrete stress at center of gravity of prestressing steel at transfer (MPa)

$\Delta f_{cdp}$  : Change in concrete stress at center of gravity of prestressing steel due to permanent loads, with the exception of the load acting at the time the prestressing force is applied. Values should be calculated at the same section or at sections for which  $f_{cgp}$  is calculated (MPa)

### **iii) Shrinkage of Concrete**

Loss of prestressing due to shrinkage may be taken as:

$$\Delta f_{pSR} = (117 - 1.03H) \text{ (MPa) (for pre-tensioned members)}$$

$$\Delta f_{pSR} = (93 - 0.85H) \text{ (MPa) (for post-tensioned members)}$$

where:

H : The average annual ambient relative humidity (percent) **(This Project: 80%)**

## **(2) Stress Limits**

### **(a) Concrete (5.9.4, 22 TCN 272-05)**

#### **(i) Temporary Tensile Stress Limits in PC before Losses**

Temporary tensile stress limits for concrete in Service Limit State in PC are shown in Tables 33. For RC, as the width of flexure cracks is controlled by distributing the reinforcement over the region of maximum concrete tension, stress limit for concrete is not described.

**Table 33 Temporary Tensile Stress Limits in PC before Losses**

Bridge Type	Location	Stress Limit
Other Than Segmentally Constructed Bridges	- In precompressed tensile zone without bonded reinforcement	N/A
	- In areas other than the precompressed tensile zones and without bonded auxiliary reinforcement	$0.25 * f'_c{}^{1/2} \leq 1.38$ (MPa)
	- In areas with bonded reinforcement sufficient to resist 120% of the tension force in the cracked concrete computed on the basis of an uncracked section	$0.58 * f'_c{}^{1/2}$ (MPa)
	- For handling stresses in prestressed piles	$0.415 * f'_c{}^{1/2}$ (MPa)
Segmentally Constructed Bridges	<u>Longitudinal Stresses through Joints in the Precompressed Tensile Zone</u>	
	- Type A joints with minimum bonded auxiliary reinforcement through the joints, which is sufficient to carry the calculated tensile force at a stress of $0.5f_{y1}$ with internal tendons or external tendons	$0.25 * f'_c{}^{1/2}$ (MPa) Maximum tension
	- Type A joints without the minimum bonded auxiliary reinforcement through the joints	No tension
	- Type B joints with external tendons	0.7 (MPa) Minimum compression
	<u>Transverse Stresses through Joints</u>	
	- For any type of joint	$0.25 * f'_c{}^{1/2}$ (MPa)
	<u>Stress in Other Areas</u>	
	- For areas without bonded nonprestressed reinforcement	No tension
	- Bonded reinforcement sufficient to carry out the calculated tensile force in the concrete computed on the assumption of an uncracked section at a stress of $0.5f_{sy}$	$0.50 * f'_c{}^{1/2}$ (MPa)

**(ii) Compressive Stress Limits in PC at Service Limit State after Losses**

Compressive stress limits for concrete in Service Limit State in PC are as shown in Table 34.

**Table 34 Compressive Stress Limits in PC at Service Limit State after Losses**

Location	Stress Limit
- In other than segmentally constructed bridges due to the sum of effective prestress and permanent loads	$0.45 * f'_c{}^{1/2}$ (MPa)
- In segmentally constructed bridges due to the sum of effective prestress and permanent loads	$0.45 * f'_c{}^{1/2}$ (MPa)
- In other than segmentally constructed bridges due to live load and one-half the sum of effective prestress and permanent loads	$0.40 * f'_c{}^{1/2}$ (MPa)
- Due to the sum of effective prestress, permanent loads, and transient loads and during shipping and handling	$0.60 \phi_w * f'_c{}^{1/2}$ (MPa)

**(iii) Tensile Stress Limits in PC at Service Limit State after Losses**

Tensile stress limits for concrete in Service Limit State in PC are as shown in Table 35.

**Table 35 Tensile Stress Limits in PC at Service Limit State after Losses**

Bridge Type	Location	Stress Limit
Other Than Segmentally Constructed Bridges	<u>Tension in the Precompressed Tensile Zone Bridges, Assuming Uncracked Sections</u>	
	- For components with bonded prestressing tendons or reinforcement that are subjected to not worse than moderate corrosion conditions	$0.50 * f'_c{}^{1/2}$ (MPa)
	- For components with bonded prestressing tendons or reinforcement that are subjected to severe corrosive conditions	$0.25 * f'_c{}^{1/2}$ (MPa)
	- For components with unbonded prestressing tendons	No tension
Segmentally Constructed Bridges	<u>Longitudinal Stresses through Joints in the Precompressed Tensile Zone</u>	
	- Type A joints with minimum bonded auxiliary reinforcement through the joints sufficient to carry the calculated longitudinal tensile force at a stress of $0.5f_{y1}$ internal tendons	$0.25 * f'_c{}^{1/2}$ (MPa)
	- Type A joints without the minimum bonded auxiliary reinforcement through the joints	No tension
	- Type B joints; external tendons	0.7 (MPa) Minimum compression
	<u>Transverse Stresses through Joints</u>	
	- Tension in the transverse direction in precompressed tensile zone	$0.25 * f'_c{}^{1/2}$ (MPa)
	<u>Stress in Other Areas</u>	
	- For areas without bonded reinforcement	No tension
	- Bonded reinforcement sufficient to carry out the calculated tensile force in the concrete computed on	$0.50 * f'_c{}^{1/2}$ (MPa)

	the assumption of an uncracked section at a stress of $0.5f_{sy}$	
--	---	--

**(b) Prestressing Steel (5.9.3.1, 22 TCN 272-05)**

Stress limits for each tendon type are as shown in Table 36.

**Table 36 Stress Limits for Prestressing Tendons**

Item	Tendon Type		
	Stress-relieved Strand/ Plain high-strength bars	Low Relaxation Strand	Deformed High-strength Bars
<b>Pre-tensioning</b>			
- Immediately prior to transfer ( $f_{pt} + \Delta f_{pCS}$ )	$0.70f_{pu}$	$0.75f_{pu}$	-
- At service limit state after all losses ( $f_{pe}$ )	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$
<b>Post-tensioning</b>			
- Prior to seating—short-term $f_s$ may be allowed	$0.90f_{py}$	$0.90f_{py}$	$0.90f_{py}$
- At anchorages and couplers immediately after anchor set ( $f_{pt} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pA}$ )	$0.70f_{pu}$	$0.70f_{pu}$	$0.70f_{pu}$
- At end of the seating loss zone immediately after anchor set ( $f_{pt} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pA}$ )	$0.70f_{pu}$	$0.74f_{pu}$	$0.70f_{pu}$
- At service limit state after all losses ( $f_{pe}$ )	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$

**5.2.2 Reinforced Concrete Structure**

RC structure for superstructure and substructure shall be made for strength limit states, extreme event limit states, strength limit states, service limit states and fatigue limit states respectively. Each limit state includes the followings:

**Table 37 Verification Items for Limit State**

Limit State	Verification Items/Members	Ref. in 22 TCN 272-05
Strength and Extreme Event Limit States	Flexural Members	5.7.3
	Compression Members	5.7.4
	Shear and Torsion Members	5.8
	Brackets and Corbels	5.13.2.4
Service Limit States	Crack Control (Stress Limit of Reinforcing Steel)	5.7.3.4
	Deformations	2.5.6.2 and 5.7.3.6.2
Fatigue Limit States	Stress Intensity of Reinforcing Steel	5.5.3

**5.3 Pile Foundation Design**

The bridge is located in the soft ground area, which bearing stratum is about -50m. Therefore, the pile foundation shall be adopted for foundation type.

Pile foundation design shall be made for service limit states, strength limit states and extreme event limit states respectively. Each limit state includes the followings:

**Table 38 Verification Items for Limit States**

Limit State	Verification Items	Remark
Service Limit States	Adequate Bearing resistance	Allowable Bearing Resistance
	Structural Resistance	Control of Cracking
	Tolerable Settlement	Considered Bridge Performance
	Tolerable Horizontal Displacement	
Strength Limit States	Adequate Bearing Resistance	Considered punching failure
	Structural Resistance	
	Horizontal Displacement	P-Y curve
Extreme Event Limit States	Bearing Resistance	
	Structural Resistance	
Service Limit state	Overall stability	Considered Lateral Flow



### 5.3.1 Transverse Spring Coefficients of Pile (TCXD 205-1998)

Transverse Spring Coefficients of Pile for the analysis are as follows:

$$\begin{aligned} K_1 &: \frac{EI\alpha^3}{A_o} & \bar{A}_o &= A_o + 2B_o\bar{L}_o + C_o\bar{L}_o^2 + \frac{1}{3}\bar{L}_o^3 \\ K_2, K_3 &: \frac{EI\alpha^2}{B_o} & \bar{B}_o &= B_o + 2C_o\bar{L}_o + \frac{1}{2}\bar{L}_o^2 \\ K_4 &: \frac{EI\alpha}{C_o} & \bar{C}_o &= C_o + \bar{L}_o \\ K_v &: a \frac{A_p E_p}{L} & \bar{L}_o &= \alpha L_o \end{aligned}$$

where:

Characteristic value of a pile:  $\alpha = \sqrt[5]{\frac{KD_u}{EI}}$

EI : Bending rigidity of the pile (kN\*m<sup>2</sup>)

A<sub>o</sub>, B<sub>o</sub>, C<sub>o</sub>: Non-dimensional coefficients taken as Table G.2 (TCXD 205-1998)

A<sub>p</sub> : Net cross-section area of pile (mm<sup>2</sup>)

E<sub>b</sub> : Young's modulus of pile (kN/mm<sup>2</sup>)

L : Pile length (m)

L<sub>o</sub> : Free length of pile (m) (depth from bottom of pile cap to after-scour ground)

A : 0.014(L/D) + 0.72 (for driven pile by percussion)  
0.017(L/D)-0.014 (for driven pile by vibro hammer )  
0.031(L/D)-0.15 (for cast-in-place concrete pile)

K : Coefficient taken as Table G.1 (TCXD205-1998)

D : Pile diameter (m)

D<sub>it</sub> : Conventional width of the pile, in meter, taken as below:  
D+1m (D≥0.8m)  
1.5D+0.5m (D<0.8m)

## 6 Materials

In this section, the specified values for the concrete, reinforcing bar and prestressing tendon on the Vietnamese standards are described. In D/D, these values should be reviewed and modified, if necessary.

### 6.1 Concrete

The general practice for concrete strength of each structural element is as shown in Table 39.

These strengths may be modified due to the requirements during the D/D.

**Table 39 Concrete Strength by Structural Member**

Compressive Strength at 28 days (MPa) (Cylinder: $\phi 150$ )	Structural Member			
	Superstructure	Substructure	Foundation	Others
50	Pre-tensioned Super Tee Girder			
45	Free Cantilever PC Box Girder			
40	Post-tensioned PC-I Girder Cast-in-place PC Deck Slab/Girder			
35	Cast-in-place PC Cross Beam			
30	Cast-in-place RC Cross Beam Cast-in-place RC Deck Slab Precast RC Plate	Pier Abutment	Precast RC Pile Cast-in-place RC Bored Pile	RC Retaining Wall
25				RC Approach Slab RC Guard Wall
18				Non-RC Structure
10				Lean Concrete

The properties of concrete are as shown below.

**Table 40 Concrete Properties (5.4.2.3–5.4.2.6, 22 TCN 272-05)**

Modulus of Elasticity (MPa)	Poisson's Ratio	Modulus of Rupture (MPa)
$E_c = 0.043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c} \quad (1440 \leq \gamma_c \leq 2500)$ $\gamma_c$ = density of concrete (kg/m <sup>3</sup> ) $f'_c$ = specified strength of concrete (MPa)	0.20	$f_r = 0.63 \sqrt{f'_c}$ tensile bending strength

### 6.2 Reinforcing Bar (TCVN 1651: 2008)

Three types of CB240-T, CB300-T and CB400-V shall be used. The properties and strength are as shown in Table 41.

**Table 41 Properties and Stress Limit of Reinforcing Bars**

Type	Yield Strength $f_y$ (MPa)	Tensile Strength $f_u$ (MPa)	Modulus of Elasticity (MPa)
CB240-T	240	380	200,000
CB300-T	300	440	200,000
CB400-V	400	570	200,000

### 6.3 Prestressing Steel (5.4.4-1, 22 TCN 272-05)

Uncoated, stress-relieved or low-relaxation, seven-wire strand, or uncoated plain or deformed, high-strength bars, shall have the following properties and strength as shown in Table 42.

**Table 42 Properties of Prestressing Strand and Bar**

Material	Grade or Type	Diameter (mm)	Tensile Strength $f_{pu}$ (MPa)	Modulus of Elasticity $E_p$ (MPa)	Yield Strength $f_{py}$ (MPa)
Strand	1725MPa	6.35-15.24	1725	197,000	$0.85f_{pu}$ for stress-relieved



	(Grade 250)				0.90 $f_{pu}$ for low-relaxation
	1860MPa (Grade 270)	9.53-15.24 (This Project: 12.7 or 15.2)	1860		0.90 $f_{pu}$
Bar	Type 1, Plain	19-35	1035	207,000	0.85 $f_{pu}$
	Type 2, Deformed	16-35	1035		0.80 $f_{pu}$

#### 6.4 Temporary Material (TCXDVN 338: 2005)

The steel to be used for structure design should be mactank or oxygen rotary-kilned types by either boiling pouring or (semi) electro-statistic methods with equivalent grades of CCT34, CCT38 (or CCT38Mn), CCT42 meeting TCVN 1765:1975 or TCVN5709:1993. The low grade alloy shall follow TCVN 3104:1979

**Table 43 Rated Strength and Calculates Yield Strength of Carbon Steel**

Steel Grade	Rated Tensile Strength ( $f_u$ ) N/mm <sup>2</sup>	Rated Yield Strength ( $f_y$ ) and Calculates Yield Strength ( $f$ ), N/mm <sup>2</sup> in accordance with thickness (mm)					
		$t \leq 20$		$20 < t \leq 40$		$40 < t \leq 100$	
		$f_y$	$f$	$f_y$	$f$	$f_y$	$f$
CCT 34	340	220	210	210	200	200	190
CCT38	380	240	230	230	220	220	210
CCT42	420	260	245	250	340	240	230

**Table 44 Rated strength and calculates yield strength of compound steel**

Steel Grade	Rated Yield Strength ( $f_y$ , $f_u$ ) and Calculates Yield Strength ( $f$ ), N/mm <sup>2</sup> in accordance with thickness (mm)								
	$t \leq 20$			$20 < t \leq 30$			$30 < t \leq 60$		
	$f_u$	$f_y$	$f$	$f_u$	$f_y$	$f$	$f_u$	$f_y$	$f$
09Mn2	450	310	295	450	300	285	-----	-----	-----
14Mn2	460	340	325	460	330	315	-----	-----	-----
16MnSi	490	320	305	480	300	285	470	290	275
09Mn2Si	480	330	315	470	310	295	460	290	275
10Mn2Si1	510	360	345	500	350	335	480	340	325
10CrSiNiCu	540	400*	360	540	400 *	360	520	400*	360



**Bộ giao thông vận tải**



**Tổng công ty đường cao tốc Việt Nam**



**Ban quản lý dự án 85**



**THE WORLD BANK**

**Số tín dụng IDA : 3843-VN**

**Mã dự án : P106235**

**Dịch vụ Tư vấn**  
**Thiết kế kỹ thuật Dự án đường cao tốc Đà Nẵng – Quảng Ngãi**

**Báo cáo kỹ thuật**  
**Tiêu chuẩn thiết kế (Thiết kế cầu)**

**Ngày 18 tháng 1 năm 2012**

**Liên danh**



**NIPPON KOEI CO.,LTD.**



**NIPPON ENGINEERING CONSULTANTS CO.,LTD.**



**CHODAI CO.,LTD.**



**THAI ENGINEERING CONSULTANTS CO., LTD.**

---

**Consulting Services for**

**Detailed Design for Danang - Quang Ngai Expressway Development Project (DQEDP-DD)**

IDA Credit No. : 3843-VN

Project ID No. : P106235

---

Project Office

11th Floor, PVFC Building, Lot A2.1, April 30 Street, Hai Chau District, Danang City, Vietnam

Tel. : +84-(0)511-3797961

Fax. : +84-(0)511-3797962

Số : DQEDD-PMU-12-12

Ngày : 18/01/2012

**Ông Nguyễn Tiến Hà**

Giám đốc Dự án

Ban Quản lý Dự án 85 (PMU85)

Số Fax : +84-(38)3834705

V/v:

**Trình nộp Báo cáo kỹ thuật  
Tiêu chí thiết kế (Thiết kế cầu)**

---

Thưa ông,

Chúng tôi trình ba (3) bản Báo cáo kỹ thuật các Tiêu chí thiết kế (Thiết kế Cầu) tiếng Anh và tiếng Việt tương ứng.

Trân trọng,

---

Ichizuru ISHIMOTO

Giám đốc Dự án/Trưởng nhóm

c.c. : Lưu văn phòng

Đính kèm : Tiêu chí thiết kế (Thiết kế Cầu), (Tiếng Anh: 3 bản, Tiếng Việt: 3 bản)

**Bản đồ vị trí Dự án**

File : 02\_project location map\_mae\_111004.xlsx

Size : A4 Size

Thư đệ trình  
Bản đồ vị trí dự án

## **Mục lục**

### **Từ viết tắt**

<b>1</b>	<b>Tổng quát .....</b>	<b>1</b>
1.1	Mục tiêu .....	1
1.2	Những loại cầu tiềm năng cho Dự án .....	1
1.3	Các tiêu chuẩn kỹ thuật áp dụng.....	1
1.4	Chủ đề của Báo cáo kỹ thuật này .....	1
<b>2</b>	<b>Các tiêu chuẩn thiết kế cầu áp dụng .....</b>	<b>1</b>
<b>3</b>	<b>Phương pháp thiết kế cầu .....</b>	<b>2</b>
3.1	Tổng quát .....	2
3.2	Nguyên tắc thiết kế .....	2
3.3	Phương pháp thiết kế .....	2
3.3.1	Các trạng thái giới hạn (Điều 1.3.2, 22 TCN 272-05) .....	2
3.3.2	Hệ số tải trọng và tổ hợp tải trọng (Điều 3.4, 22 TCN 272-05).....	4
<b>4</b>	<b>Tải trọng thiết kế .....</b>	<b>5</b>
4.1	Tải trọng thường xuyên (Điều 3.5, 22 TCN 272-05) .....	5
4.1.1	Tĩnh tải: DC, DW, EV .....	5
4.2	Hoạt tải (Điều 3.6, 22 TCN 272-05) .....	6
4.2.1	Hoạt tải xe: LL.....	6
4.2.2	Tải trọng người đi bộ: PL.....	7
4.2.3	Lực xung kích: IM .....	7
4.2.4	Lực ly tâm: CE.....	8
4.2.5	Lực hãm: BR .....	8
4.2.6	Lực va của xe: CT .....	8
4.3	Tải trọng nước: WA (Điều 3.7, 22 TCN 272-05).....	9
4.3.1	Áp lực tĩnh.....	9
4.3.2	Lực đẩy nổi.....	9
4.3.3	Áp lực dòng chảy.....	9
4.4	Tải trọng gió: WL, WS (Điều 3.8, 22 TCN 272-05).....	10
4.4.1	Tải trọng gió ngang.....	10
4.4.2	Tải trọng gió thẳng đứng.....	14
4.5	Hiệu ứng động đất: EQ (Điều 3.10, 22 TCN 272-05) .....	14
4.5.1	Phân tích tải trọng động đất .....	14
4.5.2	Hệ số gia tốc (AC) và vùng động đất .....	15
4.5.3	Các ảnh hưởng của vị trí công trình .....	16
4.5.4	Hệ số đáp ứng động đất đàn hồi .....	16
4.5.5	Hệ số điều chỉnh đáp ứng .....	17

4.5.6	Tổ hợp các ứng lực động đất .....	17
4.6	Áp lực đất: EH (Article 3.11, 22 TCN 272-05) .....	17
4.6.1	Áp lực đất cơ bản .....	18
4.6.2	Hệ số áp lực bên của đất ở trạng thái tĩnh $K_0$ .....	18
4.6.3	Hệ số áp lực bên của đất chủ động: $K_a$ .....	19
4.6.4	Hệ số áp lực bên của đất bị động: $K_p$ .....	19
4.6.5	Hệ số áp lực chủ động của động đất: $P_{ae}$ .....	20
4.6.6	Hệ số áp lực bị động của động đất: $P_{pe}$ .....	20
4.7	Tác động của áp lực do biến dạng chồng nhau: TU, TG, SH, CR, SE .....	20
4.7.1	Nhiệt độ đồng nhất: TU .....	20
4.7.2	Gradient nhiệt: TG .....	21
4.7.3	Từ biến và độ co ngót khô: SH, CR (CEB FIP Model Code-1990) .....	21
4.8	Lực ma sát: FR (Điều 3.13, 22 TCN 272-05) .....	23
4.9	Lực va tàu: CV (Điều 3.14, 22 TCN 272-05) .....	23
4.9.1	Tàu thuyền thiết kế .....	23
4.9.2	Vận tốc va thiết kế .....	24
4.9.3	Năng lượng va tàu .....	24
4.9.4	Lực va của tàu vào trụ .....	24
4.9.5	Lực va của xà lan vào trụ .....	25
4.9.6	Áp dụng lực tác động .....	25
4.10	Tải trọng thi công (Điều 5.14.2.3.2 trong 22 TCN 272-05) .....	26
4.10.1	Tải trọng thi công .....	26
4.10.2	Tổ hợp tải trọng thi công tại trạng thái giới hạn cường độ .....	26
4.10.3	Tổ hợp tải trọng trong thi công tại trạng thái giới hạn sử dụng .....	27
<b>5</b>	<b>Thiết kế kết cấu .....</b>	<b>27</b>
5.1	Tổng quát .....	27
5.1.1	Lớp bê tông bảo vệ (5.12.3, 22 TCN 272-05) .....	27
5.1.2	Đường cong ứng suất - biến dạng .....	28
5.2	Thiết kế kết cấu phần trên và phần dưới .....	28
5.2.1	Kết cấu bê tông dự ứng lực .....	28
5.2.2	Kết cấu bê tông cốt thép .....	33
5.3	Thiết kế móng cọc .....	33
5.3.1	Các hệ số lo xo ngang của cọc (TCXD 205-1998) .....	34
<b>6</b>	<b>Vật liệu .....</b>	<b>35</b>
6.1	Bê tông .....	35
6.2	Thanh cốt thép (TCVN 1651: 2008) .....	35
6.3	Thép dự ứng lực (5.4.4-1, 22 TCN 272-05) .....	35
6.4	Vật liệu tạm thời (TCXDVN 338: 2005) .....	36

### **Bảng từ viết tắt**

AASHTO:	Hiệp hội những người làm công tác vận tải đường bộ tại Mỹ
BP	: Điểm đầu
CEB	: Ủy ban Bê Tông Châu Âu
D/D	: Thiết kế kỹ thuật
DHWL	: Mức nước cao thiết kế
EP	: Điểm cuối
FIP	: Liên bang Bê tông dự ứng lực quốc tế
ID	: Nhận diện
IDA	: Hiệp hội Phát triển Quốc tế
LRFD	: Thiết kế hệ số sức kháng và hệ số tải trọng
MC	: Quy tắc chuẩn
MOT	: Bộ Giao thông vận tải
PC	: Bê tông dự ứng lực
PMU	: Ban quản lý Dự án
RC	: Bê tông cốt thép
TOR	: Các điều khoản tham chiếu
VEC	: Tổng công ty đường cao tốc Việt Nam
WB	: Ngân hàng thế giới



## 1 Tổng quát

### 1.1 Mục tiêu

Mục tiêu của Báo cáo kỹ thuật này là để xác định các tiêu chí thiết kế trong việc thiết kế cầu của Dự án và nhận được sự phê duyệt từ PMU85 và các tổ chức liên quan.

### 1.2 Những loại cầu tiềm năng cho Dự án

Những loại cầu tiềm năng cho Dự án được thể hiện trong Bảng 1.

**Bảng 1 Những loại cầu tiềm năng cho Dự án**

STT	Hạng mục	Loại kết cấu
1	Kết cấu phần trên	Dầm tiêu chuẩn (PC Super T, PC-I, Dầm bán PC và PC Cổng khung cứng), Dầm hộp PC
2	Kết cấu phần dưới	Mố: hình chữ T ngược, Trụ: kiểu tường, hình chữ T (kiểu hẫng)
3	Móng	Khoan RC, RC lắp ghép

### 1.3 Các tiêu chuẩn kỹ thuật áp dụng

Danh mục các tiêu chuẩn kỹ thuật áp dụng cho Dự án được Bộ Giao thông vận tải (GTVT) phê duyệt theo Quyết định số 362/QĐ-BGTVT ngày 20/2/2009.

Sau đó, danh mục này đã được xem xét lại và được Tư vấn Thiết kế kỹ thuật (TKKT) cập nhật theo TOR 3.3.b, Phụ lục A: Mô tả Dịch vụ, Hợp đồng Dịch vụ Tư vấn. Tư vấn đã trình nộp danh mục cập nhật này lên PMU85 theo thư số DQEDD-PMU85-01-12 ngày 3/1/2012, và được PMU85 phê duyệt theo thư số 01/BQL-DNQN ngày 5/1/2012.

### 1.4 Chủ đề của Báo cáo kỹ thuật này

Các tiêu chuẩn kỹ thuật áp dụng được xếp vào các mục như trình bày trong Bảng 2.

Chủ đề của Báo cáo kỹ thuật này là số 4- Thiết kế xây dựng – Phần về Cầu.

**Bảng 2 Hạng mục các tiêu chuẩn kỹ thuật áp dụng**

STT	Hạng mục	Hạng mục: Các hạng mục kỹ thuật (chỉ những hạng mục chính)					
		Khảo sát/ Phân tích	Đường	Kết cấu Đường	Cầu	Hầm	Khác
1	Luật						●
2	Khảo sát/Phân tích	●					
3	Lập kế hoạch		●	●	●	●	●
4	Thiết kế	Thiết kế/Thiết kế xây dựng	●	●	●	●	●
5		Chi tiết kết cấu	●	●	●	●	●
6	Thi công	●	●	●	●	●	●
7	Tham khảo	●	●	●	●	●	●

● : Chủ đề của Báo cáo kỹ thuật này.

## 2 Các tiêu chuẩn thiết kế cầu áp dụng

Danh mục các tiêu chuẩn thiết kế cầu áp dụng cho Dự án được trình bày trong Bảng 3.

**Bảng 3 Danh mục các tiêu chuẩn thiết kế cầu áp dụng**

STT	Mã	Tên	Tham chiếu	
			Quyết định 362 <sup>1)</sup>	Bổ sung <sup>2)</sup>
1	22 TCN 272-05	Tiêu chuẩn thiết kế cầu	●	
2	TCXDVN 205: 1998	Tiêu chuẩn thiết kế móng cọc	●	
3	TCXDVN 375: 2006	Thiết kế công trình chịu động đất	●	
4	TCXDVN 356: 2005	Bê tông và bê tông cốt thép	●	
5	22 TCN 267-2000	Bộ neo bê tông dự ứng lực T13; T15 & D13; D15	●	
6	TCVN 1651: 2008	Thép cốt bê tông		●
7	TCXDVN 338: 2005	Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu thép		●

8	ASTM A722	Thép thanh cường độ cao dùng cho bê tông dự ứng lực		●
9	ASTM A416	Cáp 7 sợi, cáp được khử ứng suất dùng cho bê tông ứng suất trước		●
10	TCVN 2737: 1995	Tải trọng và tác động – Tiêu chuẩn thiết kế		●
11	TCVN 5664-2009	Phân cấp kỹ thuật đường thủy nội địa		●

1) : Quyết định của Bộ GTVT số 362/QĐ-BGTVT ngày 20/2/2009

2) : Do Tư vấn Thiết kế kỹ thuật bổ sung (Thư số DQEDD-PMU85-01-12 ngày 3/1/2012)

### 3 Phương pháp thiết kế cầu

#### 3.1 Tổng quát

Các tiêu chí thiết kế cầu cho Dự án đã được thiết lập dựa trên Tiêu chuẩn Thiết kế cầu (22 TCN 272-05) cùng với các tiêu chuẩn thiết kế của Việt Nam liên quan đã được liệt kê trong Bảng 2.

Các hạng mục thiết kế được yêu cầu trong tiêu chuẩn 22 TCN 272-05 nhưng chưa được xác định rõ trong các tiêu chuẩn thiết kế nêu trong Bảng 3 sẽ được tham khảo từ tiêu chuẩn thiết kế cầu AASHTO LRFD, tái bản lần thứ 4 năm 2007.

#### 3.2 Nguyên tắc thiết kế

Các tiêu chí thiết kế phải đảm bảo các nguyên tắc thiết kế sau:

- Tuổi thọ thiết kế cầu là 100 năm;
- Mức độ quan trọng của cầu là loại cầu thiết yếu; và
- Các cấu kiện bê tông dự ứng lực phải được thiết kế là cấu kiện bê tông dự ứng lực toàn phần.

Các mức độ quan trọng của cầu gồm mức độ đặc biệt quan trọng, mức độ thiết yếu và mức độ thông thường được quy định trong phần 3.10.3, 22 TCN 272-05; tuy nhiên không đề cập rõ các định nghĩa của chúng. Trong cuốn “Giải thích cho tiêu chuẩn thiết kế cầu 22 TCN 272-05” do Bộ GTVT phát hành vào tháng 12/2004, mức độ quan trọng được tham chiếu từ AASHTO LRFD và được định nghĩa như sau.

- **Cầu đặc biệt quan trọng:** là kết cấu đặc biệt quan trọng phải duy trì hoạt động cho tất cả các phương tiện giao thông sau khi xảy ra động đất ở mức tính toán, các loại xe cấp cứu có thể sử dụng được và cho các mục đích an ninh/quốc phòng ngay sau động đất lớn, ví dụ: chu kỳ xảy ra là 2500 năm một lần.
- **Cầu thiết yếu:** là kết cấu thiết yếu nói chung là những kết cấu đảm bảo tối thiểu hoạt động cho các xe khẩn cấp và cho mục đích an ninh/quốc phòng ngay sau khi xảy ra động đất ở mức tính toán, ví dụ: chu kỳ xảy ra là 500 năm một lần.

Tại cuộc họp giữa WB, Bộ GTVT, VEC, PMU85, PMU1 và Tư vấn Thiết kế kỹ thuật ngày 10/1/2012 đã khẳng định rằng các công trình đường/cầu đặc biệt quan trọng hiện chưa tồn tại/chưa được quy hoạch tại Việt Nam, vì vậy loại cầu áp dụng cho Dự án là cầu thiết yếu.

#### 3.3 Phương pháp thiết kế

Các kết cấu cầu sẽ được thiết kế theo các trạng thái giới hạn riêng nêu trong Tiêu chuẩn Việt Nam (22 TCN 272-05) để đạt được các mục tiêu thi công được, an toàn, và sử dụng được, có xét đến các vấn đề về khả năng kiểm tra, tính kinh tế và mỹ quan nhằm đảm bảo tuổi thọ thiết kế 100 năm.

##### 3.3.1 Các trạng thái giới hạn (Điều 1.3.2, 22 TCN 272-05)

Các kết cấu cầu được xác nhận theo các trạng thái giới hạn sau, và mọi trạng thái giới hạn sẽ được coi trọng như nhau:

- Trạng thái giới hạn cường độ
- Trạng thái giới hạn đặc biệt
- Trạng thái giới hạn sử dụng
- Trạng thái giới hạn môi

Mỗi cấu kiện và liên kết phải thỏa mãn phương trình sau với trạng thái giới hạn sử dụng, trạng thái giới hạn môi và trạng thái giới hạn phá hoại giòn, trạng thái giới hạn cường độ và trạng thái giới hạn đặc biệt.

$$Q = \sum \eta_i Y_i Q_i \leq \Phi R_n = R_r$$

Trong đó:

$Q$  : tải trọng tính toán

$Q_i$  : hiệu ứng lực

$R_n$  : sức kháng danh định

$R_r$  : sức kháng tính toán

$Y_i$  : hệ số tải trọng

$\Phi$  : hệ số kháng

$\eta_i$  : hệ số điều chỉnh tải trọng

#### (1) Hệ số điều chỉnh tải trọng: $\eta_i$

Tải trọng đối với trạng thái giới hạn cường độ được tính toán bằng công thức dưới đây.

Ngoài ra, hệ số điều chỉnh tải trọng áp dụng cho trạng thái giới hạn khác là 1,0.

Trong đó:

Đối với các tải trọng có trị số  $Y_i$  lớn nhất phù hợp:

$$\eta_i = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I \geq 0,95$$

Đối với các tải trọng có trị số  $Y_i$  nhỏ nhất phù hợp:

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I} \leq 1,0$$

Với:

$\eta_D$  : hệ số liên quan đến tính dẻo

$\eta_R$  : hệ số liên quan đến tính dư

$\eta_I$  : hệ số liên quan đến tầm quan trọng trong khai thác

**Bảng 4 Hệ số điều chỉnh tải trọng**

Hệ số	Hạng mục	Trạng thái giới hạn cường độ	Dự án này
$\eta_D$	Đối với các cầu kiện và liên kết không dẻo	$\geq 1,05$	Mỗi cầu kiện
	Đối với các thiết kế thông thường và các chi tiết theo tiêu chuẩn 22 TCN 272-05	1,00	
	Đối với các cầu kiện và liên kết có các biện pháp tăng thêm tính dẻo vượt quá những yêu cầu của tiêu chuẩn 22 TCN 272-05	$\geq 0,95$	
$\eta_R$	Đối với các bộ phận không dư	$\geq 1,05$	Mỗi cầu kiện
	Đối với các mức dư thông thường	1,00	
	Đối với các mức dư đặc biệt	$\geq 0,95$	
$\eta_I$	Đối với các cầu quan trọng	$\geq 1,05$	1,00 <sup>1)</sup>
	Đối với các cầu điển hình	1,00	
	Đối với các cầu tương đối ít quan trọng	$\geq 0,95$	

1): Được áp dụng như mức độ quan trọng trong khai thác, Điều 3.10.3, 22 TCN 272-05

(Giải thích cho tiêu chuẩn thiết kế cầu 22 TCN 272-05" do Bộ GTVT ban hành vào tháng 12/ 2004)

#### (2) Các trạng thái giới hạn đối với kết cấu cầu

Các trạng thái giới hạn đối với kết cấu cầu được trình bày trong Bảng 5.

**Bảng 5 Các trạng thái giới hạn đối với kết cấu cầu**

Trạng thái giới hạn	Sơ lược về trạng thái giới hạn
Cường độ I	Tổ hợp tải trọng cơ bản liên quan đến việc sử dụng cho xe tiêu chuẩn của cầu không xét đến gió.
Cường độ II	Tổ hợp tải trọng liên quan đến cầu chịu gió với vận tốc vượt quá 25m/s không xét đến hoạt tải.

Cường độ III	Tổ hợp tải trọng liên quan đến việc sử dụng xe tiêu chuẩn của cầu với gió có vận tốc 25m/s.
Đặc biệt	Tổ hợp tải trọng liên quan đến động đất, lực va của thuyền và xe cộ, và một số hiện tượng thủy lực với hoạt tải đã chiết giảm khác với khi là một phần của tải trọng xe va chạm, CT.
Sử dụng	Tổ hợp tải trọng liên quan đến khai thác bình thường của cầu với gió có vận tốc 25m/s và tất cả tải trọng lấy theo giá trị bình thường, để kiểm tra độ võng, bề rộng vết nứt trong kết cấu bê tông và bê tông dự ứng lực, sự chảy dẻo của kết cấu thép và trượt của các liên kết có nguy cơ trượt do tác dụng của hoạt tải xe, và để khảo sát sự ổn định mái dốc.
Mọi	Tổ hợp tải trọng môi và phá hoại giòn liên quan đến hoạt tải xe cộ trùng phục và xung kích dưới tác dụng của một xe tải đơn chiếc.

### 3.3.2 Hệ số tải trọng và tổ hợp tải trọng (Điều 3.4, 22 TCN 272-05)

#### (1) Các tải trọng

Các tải trọng thường xuyên và nhất thời phải được xét đến được trình bày trong Bảng 6 trang sau.

**Bảng 6 Các tải trọng thường xuyên và nhất thời**

Loại	Các tải trọng
Tải trọng thường xuyên	DD : Tải trọng kéo xuống DC : Tải trọng bản thân của các bộ phận kết cấu và thiết bị phụ phi kết cấu DW : Tải trọng bản thân của lớp phủ mặt và các tiện ích EH : Tải trọng áp lực đất nằm ngang EL : Các hiệu ứng lực bị hãm tích lũy do quá trình thi công, bao gồm các lực phụ căng sau ES : Tải trọng đất gia tải EV : Áp lực thẳng đứng do tĩnh tải của đất đắp
Tải trọng nhất thời	BR : Lực hãm xe CE : Lực ly tâm của xe CR : Từ biến CT : Lực va xe CV : Lực va tàu EQ : Động đất FR : Ma sát IM : Lực xung kích (lực động) của xe LL : Hoạt tải xe LS : Hoạt tải chất thêm PL : Hoạt tải người đi SE : Lún SH : Co ngót TG : Gradient nhiệt TL : Tải trọng đoàn tàu ( <u>không áp dụng cho Dự án này</u> ) TU : Nhiệt độ đồng nhất WA : Tải trọng nước và áp lực dòng chảy WL : Gió trên hoạt tải WS : Tải trọng gió trên kết cấu

#### (2) Hệ số tải trọng và tổ hợp tải trọng

Tổng ứng lực tính toán được lấy như sau:

$$Q = \sum \eta_i * \gamma_i * Q_i$$

Trong đó:

$Q_i$  : ứng lực do tải trọng

$\gamma_i$  : hệ số tải trọng lấy từ Bảng 7 đến 9

**Bảng 7 Tổ hợp và hệ số tải trọng**

Trạng thái giới hạn	Tổ hợp tải trọng
---------------------	------------------

	DC DD DW EH EV ES	LL IM CE BR PL LS EL	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Cùng một lúc chỉ sử dụng một trong các tải trọng		
										EQ	CT	CV
Cường độ I	$\gamma_p$	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SH}$	-	-	-
Cường độ II	$\gamma_p$	-	1,00	1,40		1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SH}$	-	-	-
Cường độ III	$\gamma_o$	1,35	1,00	0,40	1,00	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SH}$	-	-	-
Đặc biệt	$\gamma_p$	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	1,00	1,00
Sử dụng	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,00/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SH}$	-	-	-
Mối-LL, Chỉ IM&CE	-	0,75	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Ghi chú: Để kiểm tra chiều rộng vết nứt trong kết cấu bê tông dự ứng lực ở trạng thái giới hạn sử dụng, có thể giảm hệ số tải trọng của hoạt tải xuống 0,80

**Bảng 8 Hệ số tải trọng dùng cho tải trọng thường xuyên:  $\gamma_p$**

Loại tải trọng		Hệ số tải trọng	
		Lớn nhất	Nhỏ nhất
DC	Cấu kiện và các thiết bị phụ	1,25	0,90
DD	Kéo xuống	1,80	0,45
DW	Lớp phủ mặt cầu và các công trình tiện ích	1,50	0,65
EH	Áp lực đất nằm ngang		
	- Chủ động	1,50	0,90
	- Nghi	1,35	0,90
EL	Ứng suất lắp ráp bị hãm	1,00	1,00
EV	Áp lực đất thẳng đứng		
	- Ổn định tổng thể	1,35	N/A
	- Các kết cấu tường chắn	1,35	1,00
	- Các kết cấu vùi cứng	1,30	0,90
	- Khung cứng	1,35	0,90
	- Các kết cấu vùi mềm khác với công hộp thép	1,95	0,90
	- Công hộp thép mềm	1,50	0,90
ES	Đất gia tải	1,50	0,75

**Bảng 9 Hệ số tải trọng đối với gradient nhiệt:  $\gamma_{TG}$**

$\gamma_{TG}$	Các điều kiện
0,00	Ở các trạng thái giới hạn cường độ và đặc biệt
1,00	Ở trạng thái giới hạn sử dụng khi không xét đến hoạt tải
0,50	Ở trạng thái giới hạn sử dụng khi xét đến hoạt tải

## 4 Tải trọng thiết kế

### 4.1 Tải trọng thường xuyên (Điều 3.5, 22 TCN 272-05)

#### 4.1.1 Tính tải: DC, DW, EV

Tính tải bao gồm trọng lượng của tất cả các cấu kiện của kết cấu, phụ kiện và các công trình tiện ích công cộng kèm theo (tường lan can, chiếu sáng đường...), trọng lượng đất phủ, trọng lượng lớp mặt cầu và dự phòng bù phụ.

Tỷ trọng áp dụng cho tính tải được trình bày trong Bảng 10. Đối với trọng lượng các công trình tiện ích công cộng, tỷ trọng áp dụng được xác định từ khảo sát hiện trường.

**Bảng 10 Tỷ trọng**

Vật liệu	Tỷ trọng (kg/m <sup>3</sup> )
Hợp kim nhôm	2800
Lớp phủ nhựa	2250

Xi than		960
Cát chặt, phù sa hay đất sét		Từ khảo sát đất
Bê tông	Tỷ trọng thấp	1775
	Cát tỷ trọng thấp	1925
	Thường	2400
Cát rời, phù sa hay sỏi, Sét mềm		Từ khảo sát đất
Sỏi, Macadam hoặc Ballast		2250
Thép		7850
Đá xây		2725
Nước	Ngọt	1000
	Mặn	1025

## 4.2 Hoạt tải (Điều 3.6, 22 TCN 272-05)

### 4.2.1 Hoạt tải xe: LL

#### (1) Số làn xe thiết kế

Số làn xe thiết kế được xác định bởi phần số nguyên của tỷ số “w/3600”, ở đây “w” là bề rộng khoảng trống của lòng đường giữa hai đá vĩa và/hoặc hai rào chắn, đơn vị là mm.

#### (2) Hệ số làn xe

Ứng lực cực hạn của hoạt tải được xác định bằng cách xét mỗi tổ hợp có thể của số làn xe chịu tải nhân với hệ số làn xe tương ứng nhằm giải thích cho khả năng chiếm dụng làn đồng thời của hoạt tải HL-93.

Hệ số làn xe được trình bày trong Bảng 11.

Vì mục đích xác định số làn xe khi điều kiện tải trọng bao gồm tải trọng người đi kết hợp với một hoặc nhiều làn xe chịu hoạt tải xe, tải trọng người đi có thể lấy thành một làn chịu tải.

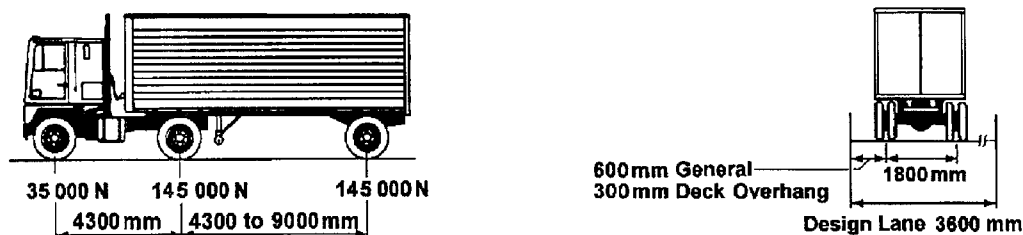
**Bảng 11 Hệ số làn “m”**

Số làn xe chịu tải	1	2	3	> 3
Hệ số làn “m”	1,20	1,00	0,85	0,65

#### (3) Hoạt tải xe thiết kế

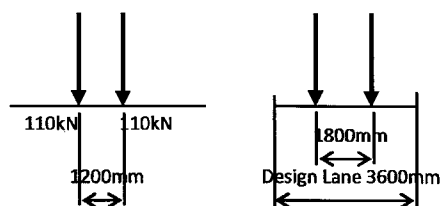
Hoạt tải xe (HL-93) sẽ gồm một tổ hợp như sau:

- Xe tải thiết kế
- Xe hai trục thiết kế
- Tải trọng làn thiết kế



Ghi chú: Đối với tải trọng mỗi, khoảng cách giữa các trục 145kN sẽ không đổi là 9000mm

**Hình 1 Xe tải thiết kế**



Hình 2 Xe hai trục thiết kế



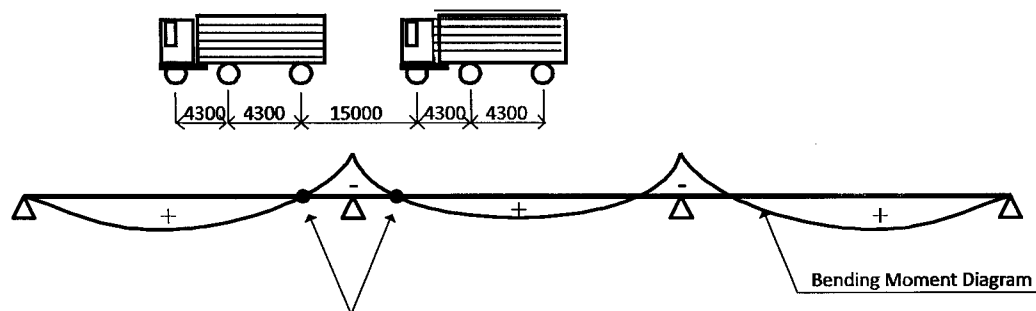
Hình 3 Tải trọng làn thiết kế

Ứng lực cực hạn được lấy lớn hơn như sau:

- Hiệu ứng của xe hai trục thiết kế và tải trọng làn thiết kế.
- Hiệu ứng của xe tải thiết kế có cự ly trục bánh thay đổi và tải trọng làn thiết kế.
- Đối với mô men âm giữa các điểm uốn ngược khi chịu tải trọng rải đều trên các nhịp, và phản lực gối giữa thì lấy 90% hiệu ứng của hai xe tải thiết kế có khoảng cách từ trục bánh xe trước của xe tải này đến trục bánh xe sau của xe tải kia tối thiểu là 15000mm tổ hợp với 90% hiệu ứng của tải trọng làn thiết kế. Khoảng cách giữa các trục 145000N của mỗi xe tải lấy bằng 4300mm.

Và ứng lực cực hạn sẽ được xét đến như sau:

- Theo chiều dọc, các trục bánh xe không gây ra ứng lực cực hạn đang xem xét sẽ bỏ qua.
- Theo chiều ngang, cả các làn xe thiết kế và bề rộng tải trọng 3000mm của mỗi làn phải được đặt sao cho gây ra ứng lực cực hạn.



Các điểm uốn ngược chiều dưới tác dụng của tải trọng rải đều trên tất cả

Hình 4 Đặt tải trọng hai xe tải thiết kế đối với mô men âm và phản lực gối giữa

#### 4.2.2 Tải trọng người đi bộ: PL

Đối với tất cả đường bộ hành rộng hơn 600mm sẽ lấy tải trọng người đi bộ bằng  $3 \times 10^{-3}$ MPa và phải tính đồng thời cùng hoạt tải xe thiết kế.

#### 4.2.3 Lực xung kích: IM

Đối với cả xe tải thiết kế và xe hai trục thiết kế, tác động tĩnh học được tăng thêm một tỷ lệ phần trăm được quy định trong bảng 12 cho lực xung kích.

Bảng 12 Lực xung kích: IM

Cấu kiện	Mỗi nối bản mặt cầu-Tất cả các trạng thái giới hạn	Tất cả các cấu kiện khác	
		Trạng thái giới hạn mới và giòn	Tất cả các trạng thái giới hạn khác
IM	75%	15%	25%

Không cần xét lực xung kích đối với:

- Tường chắn không chịu phản lực thẳng đứng từ kết cấu phần trên.
- Thành phần móng nằm hoàn toàn dưới mặt đất.

Đối với các kết cấu vùi như cống, lực xung kích được lấy như sau:

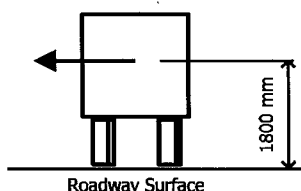
$$IM=33*(1,0-4,1*10^{-4}*DE) \geq 0\%$$

Trong đó:

DE : chiều dày tối thiểu của lớp đất phủ phía trên kết cấu (mm)

#### 4.2.4 Lực ly tâm: CE

Lực ly tâm tác dụng theo phương nằm ngang cách phía trên mặt đường 1800mm sẽ được lấy bằng tích số của các trọng lượng trục của xe tải hay xe hai trục thiết kế và hệ số C lấy như sau:



Hình 5 Lực ly tâm

$$C = \frac{4 v^2}{3 gR}$$

Trong đó:

v : tốc độ thiết kế đường ô tô (m/s)

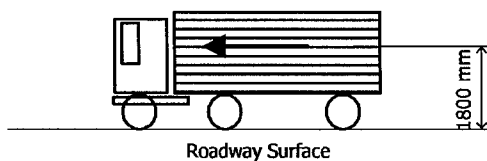
g : gia tốc trọng lực: 9,807 (m/s<sup>2</sup>)

R : bán kính cong của làn xe (m)

Xét hệ số làn.

#### 4.2.5 Lực hãm: BR

Lực hãm được lấy bằng 25% của các trọng lượng trục bánh xe tải hay xe hai trục thiết kế cho mỗi làn được đặt trong tất cả các làn thiết kế đi cùng một chiều. Ngoài ra, tất cả các làn thiết kế được chất tải đồng thời đối với cầu và có thể đi cùng một chiều trong tương lai.



Hình 6 Lực hãm

These forces shall be assumed to act horizontally at a distance of 1800mm above the roadway surface in either longitudinal direction to cause extreme force effects.

The multiple presence factors shall apply.

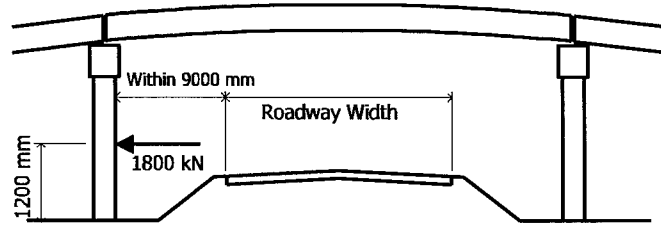
#### 4.2.6 Lực va của xe: CT

Trừ khi được bảo vệ bởi các kết cấu sau, mô cầu và các trụ đặt trong phạm vi cách mép lòng đường 9000mm phải thiết kế cho một tĩnh lực tương đương là 1800kN, được giả định tác dụng ở bất kỳ hướng nào trong mặt phẳng nằm ngang, cách mặt đất 1200mm.

- Nền đắp;



- Kết cấu rào chắn độc lập cao 1370mm chịu được va, chôn trong đất, đặt trong phạm vi cách bộ phận cần được bảo vệ 3000mm;
- Rào chắn cao 1070mm đặt cách bộ phận cần bảo vệ hơn 3000mm.



Hình 7 Lực va của xe

#### 4.3 Tải trọng nước: WA (Điều 3.7, 22 TCN 272-05)

Đối với các cầu vượt đường thủy, các tải trọng nước như áp lực tĩnh, áp lực đẩy nổi và áp lực dòng chảy phải được xét đến như sau;

##### **Trạng thái giới hạn cường độ và trạng thái giới hạn sử dụng**

Những hậu quả của sự thay đổi điều kiện móng do tác dụng của lũ thiết kế cho xói phải được xét đến.

##### **Trạng thái giới hạn đặc biệt (có kể đến EQ, CT, CV)**

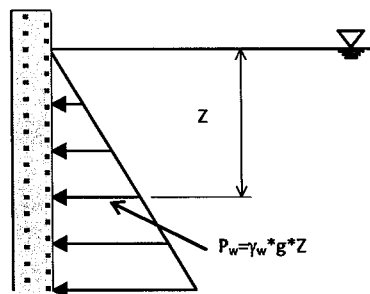
Tải trọng nước và độ sâu xói được dựa trên lưu lượng trung bình năm.

##### **Trạng thái giới hạn đặc biệt (không kể đến EQ, CT, CV)**

Kết cấu sẽ được kiểm tra về hậu quả của sự thay đổi điều kiện móng căn cứ trên kiểm tra do lũ xói cầu.

#### 4.3.1 Áp lực tĩnh

Áp lực tĩnh của nước được giả thiết tác động thẳng góc với mặt cản nước. Áp lực được tính toán bằng tích của chiều cao (Z) của mặt nước phía trên điểm đang tính nhân với tỷ trọng nước ( $\gamma_w$ ) và gia tốc trọng trường g.



Hình 8 Áp lực tĩnh của nước

#### 4.3.2 Lực đẩy nổi

Lực đẩy nổi của nước được xem là một lực đẩy hướng lên trên được lấy bằng tổng của các thành phần thẳng đứng của áp lực tĩnh tác dụng lên tất cả các bộ phận nằm dưới mực nước thiết kế.

#### 4.3.3 Áp lực dòng chảy

##### (1) Theo chiều dọc

Áp lực nước chảy tác dụng theo chiều dọc của kết cấu phần dưới được tính như sau:

$$p = 5.14 * 10^{-4} C_D V^2$$

Trong đó:

$p$  : áp lực của nước chảy (MPa)

$C_D$  : hệ số cản của trụ lấy theo Bảng 13

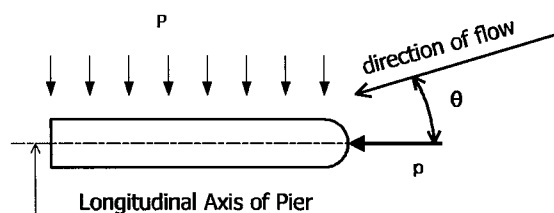
$V$  : vận tốc nước tính theo lũ thiết kế cho xói ở trạng thái giới hạn cường độ và sử dụng và theo lũ kiểm tra xói khi tính ở trạng thái giới hạn đặc biệt (m/s)

**Bảng 13 Hệ số cản**

Loại	$C_D$
Trụ đầu tròn	0,70
Trụ đầu vuông	1,40
Trụ có tụ rác	1,40
Trụ đầu nhọn với góc nhọn 90o hoặc nhỏ hơn	0,80

## (2) Theo chiều ngang

Áp lực ngang phân bố đều trên kết cấu phần dưới do dòng chảy lệch với trục dọc của trụ một góc  $\theta$  được lấy bằng:



**Hình 9 Áp lực nước theo chiều ngang**

$$p = 5.14 \cdot 10^{-4} C_L V^2$$

Trong đó:

$p$  : áp lực theo chiều ngang (MPa)

$C_L$  : hệ số cản theo chiều ngang lấy theo Bảng 14

**Bảng 14 Hệ số cản theo chiều ngang**

Góc $\theta$ giữa hướng dòng chảy và trục dọc của trụ	$C_L$
0°	0.0
5°	0.5
10°	0.7
20°	0.9
≥30°	1.0

## 4.4 Tải trọng gió: WL, WS (Điều 3.8, 22 TCN 272-05)

### 4.4.1 Tải trọng gió ngang

#### (1) Tổng quát

Mục này quy định các tải trọng gió thiết kế cho các công trình cầu thông thường. Đối với kết cấu nhịp lớn, cần thực hiện nghiên cứu đặc biệt về môi trường khí hậu đối với gió để xác định tác động của gió.

Tốc độ gió thiết kế,  $V$ , được xác định theo công thức:

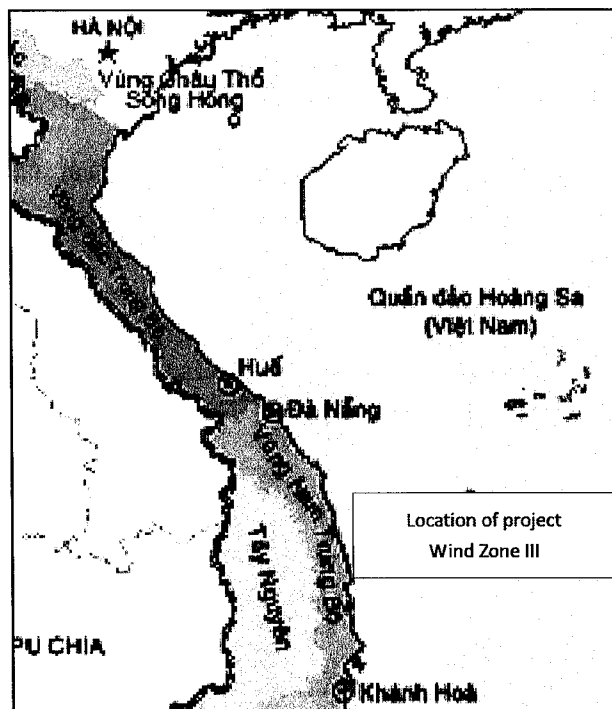
$$V = V_B \cdot S$$

Trong đó:

$V_B$  : tốc độ gió giật cơ bản trong 3 giây với chu kỳ xuất hiện 100 năm thích hợp với vùng tính gió tại vị trí cầu, như quy định trong Bảng 15

$S$  : hệ số điều chỉnh đối với khu đất chịu gió và độ cao mặt cầu theo quy định trong Bảng 16

Khu vực Dự án nằm tại vùng tính gió III được trình bày trong Hình 10 trang kế tiếp.



Hình 10 Bản đồ vùng tính gió ở Việt Nam

Bảng 15 Các giá trị của  $V_B$  cho các vùng tính gió ở Việt Nam

Vùng tính gió (TCVN2737-1995)	$V_B$ (m/s)
I	38
II	45
<b>III</b>	<b>53</b>
IV	59

Bảng 16 Các giá trị của  $S$

Độ cao của mặt cầu trên mặt đất khu vực hay trên mực nước (m)	Khu vực lộ thiên hay mặt nước thoáng	Khu vực có rừng hay có nhà cửa với cây cối, nhà cao tối đa khoảng 10 m	Khu vực có nhà cửa với đa số nhà cao trên 10m
10	1,09	1,00	0,81
20	1,14	1,06	0,89
30	1,17	1,10	0,94
40	1,20	1,13	0,98
50	1,21	1,16	1,01

(2) Tải trọng gió tác động lên công trình:  $W_S$

(a) Tải trọng gió ngang

Tải trọng gió ngang  $P_D$  phải được lấy theo chiều tác dụng nằm ngang và đặt tại trọng tâm của các phần diện tích thích hợp, và được tính như sau:

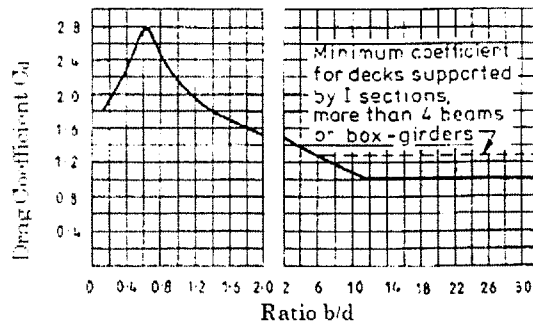
$$P_D = 0.0006V^2 A_t C_d \geq 1.8 A_t (kN)$$

Trong đó:

$V$  : tốc độ gió thiết kế (m/s)

$A_t$  : diện tích đặc của kết cấu hay cấu kiện phải tính tải trọng gió ngang (m<sup>2</sup>)

$C_d$  : hệ số cản được quy định trong Hình 11



b: chiều rộng toàn bộ của cầu giữa các bề mặt lan can (mm)

d: chiều cao kết cấu phần trên bao gồm cả lan can đặc nếu có (mm)

**Hình 11 Hệ số cản  $C_d$  dùng cho kết cấu phần trên có mặt hứng gió đặc**

Diện tích kết cấu hay cấu kiện đang xét  $A_i$  phải là diện tích đặc chiếu lên mặt trước vuông góc, trong trạng thái không có hoạt tải tác dụng, với các điều kiện sau đây;

Đối với kết cấu phần trên có lan can đặc, diện tích kết cấu phần trên phải bao gồm diện tích của lan can đặc hứng gió, không cần xét đến ảnh hưởng của lan can không hứng gió.

Đối với kết cấu phần trên có lan can hở, diện tích kết cấu phần trên phải bao gồm cả lan can hứng gió và không hứng gió được xét đến riêng rẽ từng loại. Nếu có hơn hai lan can, chỉ xét ảnh hưởng của những lan can có ảnh hưởng lớn nhất về phương diện không che chắn.

Đối với kết cấu phần trên nhịp kiểu giàn, lực gió sẽ được tính toán cho từng bộ phận một cách riêng rẽ, cả nơi hứng gió lẫn khuất gió, mà không xét phần che chắn.

Đối với các trụ, không xét mặt che chắn.

### (b) Tải trọng gió dọc

Tải trọng gió dọc phải được xét đến như sau;

Đối với mô, trụ, kết cấu phần trên nhịp kiểu giàn hay các dạng kết cấu phần trên khác có một bề mặt cản gió lớn song song với tim dọc thì cũng tương tự như đối với các kết cấu cùng loại chịu tải trọng gió ngang.

Đối với kết cấu phần trên có mặt trước đặc, tải trọng gió dọc lấy bằng 0,25 lần tải trọng gió ngang

Các tải trọng gió dọc và ngang sẽ được coi là các trường hợp tải trọng riêng rẽ và nếu cần thì các kết cấu sẽ được kiểm tra để tính ảnh hưởng của các góc gió trung gian theo phân tích lực.

### (3) Tải trọng gió tác dụng lên xe cộ: WL

Khi xét tổ hợp tải trọng CUỒNG ĐỘ III tải trọng gió thiết kế phải tác dụng vào cả kết cấu và xe cộ. Phải đặt tải trọng gió dọc và ngang cho từng trường hợp đặt tải riêng rẽ, nếu thích hợp, phải kiểm toán kết cấu bằng hợp lực có xét ảnh hưởng của góc hướng gió trung gian.

#### (a) Ngang

Tải trọng gió ngang tác dụng lên xe cộ phải được biểu thị bằng tải trọng phân bố 1,50kN/m tác dụng theo hướng nằm ngang, ngang với tim dọc kết cấu và đặt ở cao độ 1800mm so với mặt đường.

#### (b) Dọc

Tải trọng gió dọc tác dụng lên xe cộ phải được biểu thị bằng tải trọng phân bố 0,75kN/m tác dụng theo hướng nằm ngang, song song với tim dọc kết cấu và đặt ở cao độ 1800mm so với mặt đường.

#### 4.4.2 Tải trọng gió thẳng đứng

Trong trường hợp góc nghiêng của gió tác dụng vào kết cấu ít hơn  $5^\circ$ , phải lấy tải trọng gió thẳng đứng,  $P_v$ , tác dụng vào trọng tâm của diện tích thích hợp tính theo công thức:

$$P_v = 0.00045V^2 A_v \text{ (kN)}$$

Trong đó:

$V$  : tốc độ gió thiết kế (m/s)

$A_v$  : diện tích phẳng của mặt cầu hay cấu kiện dùng để tính tải trọng gió thẳng đứng ( $m^2$ )

Chỉ tính tải trọng này cho các trạng thái giới hạn không liên quan đến gió lên hoạt tải, và chỉ tính khi lấy hướng gió vuông góc với trục dọc của cầu.

#### 4.5 Hiệu ứng động đất: EQ (Điều 3.10, 22 TCN 272-05)

Tải trọng động đất phải được lấy bằng ứng lực nằm ngang đối với các kết cấu phần trên khung cứng, kết cấu phần dưới, móng và các liên kết giữa kết cấu phần trên và kết cấu phần dưới.

Đối với công hộp và công trình bị vùi không cần xét hiệu ứng động đất trừ trường hợp công trình đi qua vùng đứt gãy đang hoạt động.

Các tải trọng này được xác định dựa trên.

- Hệ số gia tốc (AC) tại mỗi cầu
- Mức độ quan trọng (IC) của mỗi cầu
- Vùng động đất dựa trên hệ số gia tốc đối với mỗi cầu
- Ảnh hưởng của vị trí công trình (S) dựa trên loại đất
- Chu kỳ dao động của kiểu thứ m ( $T_m$ ) cho kết cấu
- Hệ số điều chỉnh đáp ứng (R) cho kết cấu phần dưới và các liên kết

##### 4.5.1 Phân tích tải trọng động đất

Các yêu cầu phân tích tối thiểu đối với hiệu ứng động đất được quy định trong Bảng 17 phụ thuộc vào loại kết cấu, vùng động đất, mức độ quan trọng, và bộ phận kết cấu. Các liên kết giữa kết cấu phần trên và kết cấu phần dưới phải được thiết kế theo các yêu cầu về lực tối thiểu.

Bề rộng tối thiểu của bộ gối cũng phải phù hợp.

- UL : phương pháp tải trọng phân bố đều
- SM : phương pháp đàn hồi dạng đơn
- MM : phương pháp đàn hồi dạng phức
- TH : phương pháp lịch sử thời gian

Vị trí Dự án nằm trong Vùng động đất 2 được trình bày trong bảng 17.

**Bảng 17 Yêu cầu phân tích tối thiểu đối với hiệu ứng động đất**

Vùng động đất	Cầu một nhịp	Cầu nhiều nhịp					
		Các cầu thông thường		Các cầu thiết yếu		Các cầu đặc biệt quan trọng	
		Thường xuyên	Không thường xuyên	Thường xuyên	Không thường xuyên	Thường xuyên	Không thường xuyên
I	Không cần thiết	Không cần	Không cần	Không cần	Không cần	Không cần	Không cần

		thiết	thiết	thiết	thiết	thiết	thiết
2	<b>Không cần thiết</b>	SM/UL	SM	<b>SM/UL</b>	<b>MM</b>	MM	MM
3	Không cần thiết	SM/UL	MM	MM	MM	MM	TH

#### 4.5.2 Hệ số gia tốc (AC) và vùng động đất

Mức độ quan trọng của cầu trong Dự án được xếp vào loại cầu thiết yếu như đã giải thích trong mục 3.2; vì vậy, phải áp dụng hệ số gia tốc chu kỳ 500 năm.

TCXDVN 375: 2006 “Thiết kế công trình chịu động đất” là tiêu chuẩn Việt Nam hiện hành quy định hệ số gia tốc theo vùng với chu kỳ 500 năm. Vì vậy, tiêu chuẩn này sẽ được áp dụng cho Dự án.

Hệ số gia tốc theo vùng của Dự án được trình bày trong Bảng 18.

**Bảng 18 Hệ số gia tốc theo vùng của Dự án**

Tỉnh/TP	Quận/Huyện	Xã	Lý trình	Hệ số gia tốc
Đà Nẵng	Hòa Vang	Hòa Nhơn	KM001+000-KM001+615	0,0730
		Hòa Phong	KM001+615-KM002+515	
		Hòa Tiến	KM002+515-KM007+965	
Quảng Nam	Điện Bàn	Điện Tiến	KM007+965-KM009+574	0,0341
		Điện Thọ	KM009+574-KM017+700	
		Điện Quang	KM017+700-KM021+115	
	Duy Xuyên	Duy Trinh	KM021+115-KM022+840	0,0263
		Duy Sơn	KM022+840-KM026+468	
		Duy Trung	KM026+468-KM029+465	
	Quế Sơn	Quế Xuân	KM029+465-KM034+190	0,0493
		Phú Thọ	KM034+190-KM039+650	
	Thăng Bình	Bình Quý	KM039+650-KM045+420	0,0310
		Bình Chánh	KM045+420-KM048+416	
		Bình Quế	KM048+416-KM049+513	
		Bình An	KM049+513-KM050+817	
		Bình Quế	KM050+817-KM051+650	
		Bình An	KM051+650-KM052+350	
	Phú Ninh	Tam Thanh	KM052+350-KM055+215	0,0802
		Tam Phước	KM055+215-KM058+270	
		Tam Vinh	KM058+270-KM060+620	
		Tam Thái	KM060+620-KM066+480	
	Tam Kỳ	Tam Ngọc	KM066+480-KM068+425	0,0802
	Núi Thành	Tam Xuân 1	KM068+425-KM070+420	0,0580
		Tam Xuân 2	KM070+420-KM074+835	
		Tam Anh	KM074+835-KM082+395	
		Tam Hiệp	KM082+395-KM085+625	
		Tam Mỹ	KM085+625-KM092+258	
		Tam Nghĩa	KM092+258-KM099+200	
Quảng Ngãi	Bình Sơn	Bình Chánh	KM099+200-KM100+285	0,0519
		Bình Nguyên	KM100+285-KM105+800	
		Bình Trung	KM105+800-KM109+100	
		Bình Chương	KM109+100-KM109+600	
		Bình Long	KM109+600-KM111+512	
	Sơn Tịnh	Tịnh Thọ	KM111+512-KM121+000	0,0912
		Tịnh Hà	KM121+000-KM125+200	
	Tư Nghĩa	Nghĩa Kỳ	KM125+200-KM129+905	0,0707
	TP Quảng Ngãi	Quang Phú	KM129+905-KM130+175	0,0824
	Tư Nghĩa	Nghĩa Điền	KM130+175-KM132+600	0,0707
	Nghĩa Hành	Hành Thuận	KM132+600-KM133+100	0,0542
	Tư Nghĩa	Nghĩa Điền	KM133+100-KM133+400	0,0707
	Nghĩa Hành	Hành Thuận	KM133+400-KM134+640	0,0542

	Tư Nghĩa	Nghĩa Trung	KM134+640-KM138+365	0,0707
		Nghĩa Thương	KM138+365-KM139+263	

#### 4.5.3 Các ảnh hưởng của vị trí công trình

Dựa vào loại đất tại mỗi vị trí cầu, các ảnh hưởng của vị trí công trình sẽ được đưa vào trong việc xác định các tải trọng động đất cho cầu.

Hệ số thực địa được trình bày trong Bảng 19.

**Bảng 19 Hệ số thực địa**

Hệ số thực địa	Loại đất			
	I	II	III	IV
S	1,00	1,20	1,50	2,00

Tính chất của các loại đất được trình bày sau đây;

##### **Đất loại I**

Đá các loại hoặc là đá sét dạng kết tinh, hoặc đất cứng có bề dày nhỏ hơn 60m và đất phủ trên nền đá là cát, sỏi cuội hay sét cứng ổn định

##### **Đất loại II**

Đất dính cứng hoặc đất rời sâu có bề dày vượt quá 60m và loại đất phủ trên nền đá là cát, sỏi cuội hay sét cứng ổn định

##### **Đất loại III**

Đất sét mềm đến nửa cứng và cát được đặc trưng bởi lớp dày 9m hay hơn nữa là sét mềm hay nửa cứng

##### **Đất loại IV**

Đất sét mềm hoặc bùn dày hơn 12m

#### 4.5.4 Hệ số đáp ứng động đất đàn hồi

Hệ số đáp ứng động đất đàn hồi,  $C_{sm}$ , cho dạng dao động thứ m được lấy như sau:

$$C_{sm} = 1,2AS/T_m^{2/3} \leq 2,5A$$

Trong đó:

$T_m$  : chu kỳ dao động kiểu thứ m (s); được dựa trên khối lượng danh định của thành phần kết cấu

A : hệ số gia tốc

S : hệ số thực địa

Đối với đất loại III và IV và đối với các kiểu dao động khác với kiểu cơ bản có chu kỳ nhỏ hơn 0,30 giây, thì  $C_{sm}$  sẽ được lấy như sau:

$$\triangleright C_{sm} = A(0,8 + 4,0T_m)$$

Nếu chu kỳ dao động của một kiểu bất kỳ lớn hơn 4,0 giây thì trị số  $C_{sm}$  của kiểu đó phải lấy theo;

$$\triangleright C_{sm} = 3,0 AS/T_m^{4/3}$$



#### 4.5.5 Hệ số điều chỉnh đáp ứng

Ứng lực động đất thiết kế cho kết cấu phần dưới và các liên kết giữa các bộ phận của kết cấu phải được xác định bằng cách chia ứng lực rút ra từ phân tích đàn hồi cho hệ số điều chỉnh đáp ứng thích hợp R.

**Bảng 20 Hệ số điều chỉnh đáp ứng – Kết cấu phần dưới**

Kết cấu phần dưới	Mức độ quan trọng		
	Đặc biệt quan trọng	Thiết yếu	Khác
Trụ kiểu tường có kích thước lớn	1,5	<u>1,5</u>	2,0
Bệ cọc bê tông cốt thép			
- Chỉ có cọc thẳng	1,5	<u>2,0</u>	3,0
- Có cả cọc xiên	1,5	<u>1,5</u>	2,0
Cột đơn	1,5	<u>2,0</u>	3,0
Cọc thép hay thép liên hợp và hệ cọc bê tông			
- Chỉ có cọc thẳng	1,5	<u>3,5</u>	5,0
- Có cả cọc xiên	1,5	<u>2,0</u>	3,0
Bộ nhóm cột	1,5	<u>3,5</u>	5,0

**Bảng 21 Hệ số điều chỉnh đáp ứng – Các liên kết**

Liên kết	Tất cả các cấp quan trọng
Kết cấu phần trên với móng	0,8
Các khe co giãn trong nhịp của kết cấu phần trên	0,8
Cột, trụ hay hệ cọc với xà mũ hay kết cấu phần trên	1,0
Cột hay trụ với móng	1,0

Nếu phương pháp lịch sử thời gian phi đàn hồi được dùng để phân tích thì hệ số điều chỉnh đáp ứng R sẽ được lấy bằng 1,0 cho mọi kết cấu phần dưới và liên kết.

#### 4.5.6 Tổ hợp các ứng lực động đất

Nên xem xét hai trường hợp tải trọng sau tổ hợp các lực đàn hồi của cầu kiện do động đất gây ra cho các trục ngang và dọc của cầu.

Trường hợp tải trọng 1: 1,0FL+0,3FT

Trường hợp tải trọng 2: 0,3FL+1,0FT

Trong đó:

FL : lực đàn hồi tuyệt đối của cầu kiện do động đất tác dụng lên trục dọc

FT : lực đàn hồi tuyệt đối của cầu kiện do động đất tác dụng lên trục ngang

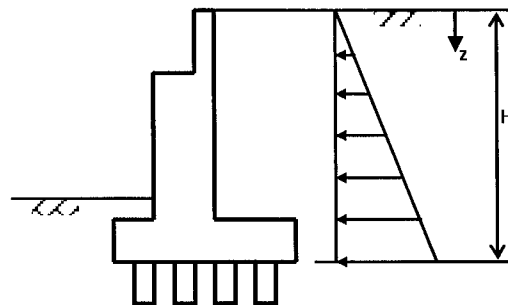
#### 4.6 Áp lực đất: EH (Article 3.11, 22 TCN 272-05)

Áp lực đất phải được coi là hàm số của:

- Loại và tỷ trọng đất,
- Hàm lượng nước,
- Đặc tính lưu biến của đất,
- Độ chặt,
- Vị trí nước ngầm,
- Tương tác giữa đất và công trình,
- Trị số tải trọng chất thêm,
- Tác động của động đất.

#### 4.6.1 Áp lực đất cơ bản

Áp lực đất cơ bản sẽ được tính toán là tỷ lệ tuyến tính với chiều sâu của đất như sau:



Hình 12 Áp lực đất

$$p = K \gamma_s g z \cdot 10^{-9}$$

Trong đó:

$p$  : Áp lực đất cơ sở (MPa)

$K$  : Hệ số áp lực bên của đất

$\gamma_s$  : Dung trọng đất ( $\text{kg/m}^3$ )

$g$  : Gia tăng trọng lực ( $\text{m/s}^2$ )

$z$  : Chiều sâu tính từ mặt đất (mm)

Tải trọng đất thành biên từ trọng lượng của vật liệu đắp bù với chiều cao giả thiết là 0,4m tính từ móng tường tại vị trí chiều cao  $H$  là tổng chiều cao của tường tính từ mặt đất đến chân móng.

#### 4.6.2 Hệ số áp lực bên của đất ở trạng thái tĩnh $K_o$

$K_o = 1 - \sin \phi_f$  (đối với đất có kết thông thường)

$K_o = (1 - \sin \phi_f) \cdot (\text{OCR})^{\sin \phi_f}$  (đối với đất quá cấu kết)

Trong đó:

$\phi_f$  : góc ma sát của đất

$K_o$  : hệ số áp lực đất ở trạng thái tĩnh

OCR : tỷ lệ quá cấu kết (tham khảo Bảng 21)

**Bảng 21 Hệ số điển hình áp lực bên của đất ở trạng thái tĩnh**

Loại đất	Hệ số áp lực đất thành biên: $K_o$			
	OCR=1	OCR=2	OCR=5	OCR=10
Đất rời/rời	0.45	0.65	1.10	1.60
Cát thường	0.40	0.60	1.05	1.55
Cát chặt	0.35	0.55	1.00	1.50
Bùn (ML)	0.50	0.70	1.10	1.60
Sét ít dẻo (CL)	0.60	0.80	1.20	1.65
Sét độ dẻo cao (CH)	0.65	0.80	1.10	1.40

#### 4.6.3 Hệ số áp lực bên của đất chủ động: $K_a$

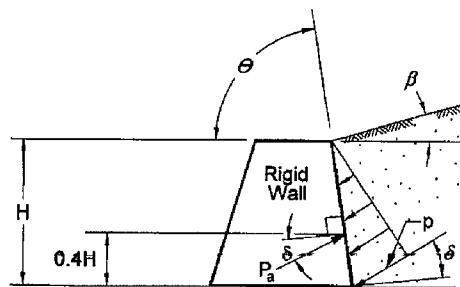
Hệ số áp lực bên của đất chủ động  $K_a$  được tính toán như sau:

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \varphi')}{\Gamma \sin^2 \theta \sin(\theta - \delta)}$$

$$\Gamma = \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \sin(\varphi' - \beta)}{\sin(\theta + \delta) \sin(\theta + \beta)}} \right]^2$$

Trong đó:

- $\delta$  : góc ma sát hữu dụng giữa đất đắp và tường thành (độ)
- $\beta$  : góc giữa đất đắp của tường thành với chiều ngang (độ)
- $\theta$  : góc giữa đất đắp của tường thành với chiều dọc (độ)
- $\varphi'$  : góc hữu dụng của ma sát biên (độ)



Hình 13 Áp lực đất

#### 4.6.4 Hệ số áp lực bên của đất bị động: $K_p$

Đối với đất không có kết, giá trị hệ số áp lực bên của đất bị động  $K_p$  có thể được lấy từ Hình 1 trong Tiêu chuẩn 22 TCN 272-05 đối với trường hợp mái dốc hoặc thành bên đứng có đắp theo chiều ngang hoặc lấy từ 3.11.5.4-2 của 22 TCN 272-05 đối với trường hợp thành bên đứng và đắp mái dốc.

Đối với các điều kiện trích từ những mô tả trong Hình 3.2-1 đến 3.2-2, áp lực bị động có thể được tính toán bằng cách áp dụng quy trình thử căn cứ trên phương pháp nêm. Nếu sử dụng phương pháp nêm, giá trị giới hạn của góc ma sát với tường không được lớn hơn  $\frac{1}{2}$  góc ma sát bên trong,  $\varphi$ .

Đối với đất có kết, áp lực bị động được tính toán như sau:

$$p_p = K_p \gamma_s z + 2c\sqrt{K_p}$$

Trong đó:

- $p_p$  : áp lực bên của đất (MPa)
- $\gamma_s$  : dung trọng đất ( $\text{kg/m}^3$ )
- $z$  : chiều sâu từ mặt đất (mm)
- $c$  : đơn vị có kết (MPa)
- $K_p$  : hệ số áp lực bên của đất bị động

#### 4.6.5 Hệ số áp lực chủ động của động đất: $P_{ae}$

Hệ số áp lực chủ động của động đất  $P_{ae}$  được tính toán như sau:

$$P_{ae} = \frac{1}{2} g \gamma H^2 (1 - k_v) K_{ae} \cdot 10^{-9}$$

Đối với:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta_0 - \theta)}{\Gamma_2 \cos \theta_0 \cos^2 \theta \cos(\delta + \theta + \theta_0)}$$

$$\Gamma_2 = \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \theta_0 - \alpha)}{\cos(\delta + \theta + \theta_0) \cos(\alpha - \theta)}} \right]^2$$

Trong đó:

$\theta_0$  : arctang ( $k_h/(1-k_v)$ ) (độ)

$k_h$  : hệ số gia tăng theo chiều ngang

$k_v$  : hệ số gia tăng theo chiều dọc

#### 4.6.6 Hệ số áp lực bị động của động đất: $P_{pe}$

Hệ số áp lực bị động của động đất  $P_{pe}$  sẽ được tính như sau:

$$P_{pe} = \frac{1}{2} g \gamma H^2 (1 - k_v) K_{pe} \cdot 10^{-9}$$

Đối với:

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta_0 + \theta)}{\Gamma_3 \cos \theta_0 \cos^2 \theta \cos(\delta - \theta + \theta_0)}$$

$$\Gamma_3 = \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \theta_0 + \alpha)}{\cos(\delta - \theta + \theta_0) \cos(\alpha - \theta)}} \right]^2$$

Trong đó:

$\theta_0$  : arctang ( $k_h/(1-k_v)$ ) (deg)

$k_h$  : hệ số gia tăng theo chiều ngang

$k_v$  : hệ số gia tăng theo chiều dọc

### 4.7 Tác động của áp lực do biến dạng chồng nhau: TU, TG, SH, CR, SE (Điều 3.12 trong 22 TCN 272-05)

#### 4.7.1 Nhiệt độ đồng nhất: TU

Nhiệt độ cầu trung bình tối đa và tối thiểu được quy định trong 22 TCN 272-05 như thể hiện trong Bảng 22. Sự chênh lệch giữa nhiệt độ cầu trung bình tối đa và tối thiểu và nhiệt độ thi công cơ sở được tính toán cho thiết kế sẽ được sử dụng để tính toán tác động biến dạng nhiệt. Các yếu tố này căn cứ trên sự thay đổi nhiệt độ trong bóng râm trong khoảng 0°C đến +45°C của vĩ độ 16°N (Đèo Hải Vân) và +5°C đến +45°C phía Nam của vĩ độ 16°N.

Nhiệt độ quy định cho cầu sẽ được lấy là nhiệt độ không khí thực tế trung bình trên giai đoạn 24 giờ ngay thời điểm bắt đầu quy định.

Các nhiệt độ này sẽ được xem xét có tính đến các số liệu khí tượng của khu vực hiện trường.

**Bảng 22 Phạm vi thay đổi nhiệt độ cầu**

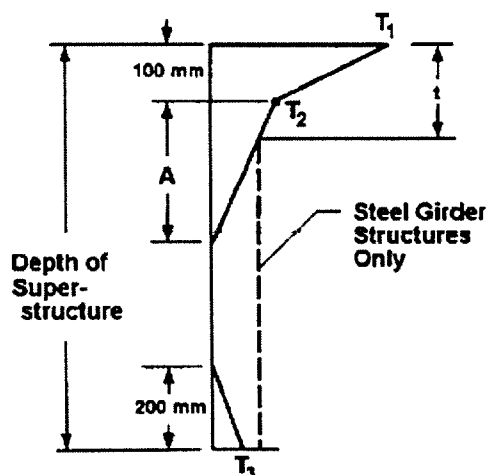
Vùng khí hậu	Kết cấu trên của bê tông	Bản mặt cầu bằng bê tông trên dầm thép hoặc dầm hộp	Bản mặt cầu bằng thép trên dầm thép hoặc dầm hộp
Bắc vĩ độ 16° N (Đèo Hải Vân)*	+5°C to +47°C	+1°C to +55°C	-3°C to +63°C
Nam vĩ độ 16° N (Đèo Hải Vân)	+10°C to +47°C	+6°C to +55°C	+2°C to +63°C

\*: Đối với khu vực hiện trường phía bắc vĩ độ 16°N và với độ cao trên mực nước biển lớn hơn 700m, nhiệt độ tối thiểu trong Hình 14 sẽ giảm xuống 5°C.

#### 4.7.2 Gradient nhiệt: TG

Tác động của gradient nhiệt khác nhau theo chiều thẳng đứng qua kết cấu trên của cầu sẽ được tính toán cho cả điều kiện chênh lệch nhiệt độ dương (trên bề mặt nhiệt cao hơn) và âm (trên bề mặt nhiệt thấp hơn). Kích thước “A” trong Hình 14 được thể hiện như sau:

- Đối với các kết cấu trên của bê tông chiều dày bằng hoặc hơn 400mm: A=300mm
- Đối với các kết cấu trên của bê tông chiều dày nhỏ hơn 400mm: A=100mm nhỏ hơn bề dày thực tế
- Đối với các kết cấu trên kết hợp cả sắt/bê tông: bề dày bằng chiều dày của bản mặt cầu bê tông



**Hình 14 Gradient nhiệt theo chiều thẳng đứng**

Gradient nhiệt trong Bảng 23 này được áp dụng với các bản mặt cầu có lớp mặt dày 100mm. Nếu lớp mặt có các chiều dày khác thì các giá trị sẽ được điều chỉnh phù hợp.

**Bảng 23 Gradient nhiệt (°C)**

Giá trị	Gradient nhiệt dương (°C)	Gradient nhiệt âm (°C)
T <sub>1</sub>	+23	-7
T <sub>2</sub>	+6	-1
T <sub>3</sub>	+3	0

#### 4.7.3 Từ biến và độ co ngót khô: SH, CR (CEB FIP Model Code-1990)

Các ảnh hưởng của từ biến và độ co ngót khô phụ thuộc vào điều kiện đất, chất lượng vật liệu, kích thước cầu kiện, tuổi thọ và phương pháp lắp dựng. Để đánh giá sự chênh lệch tuổi thọ thay đổi theo phương pháp lắp dựng chính xác đã được xem xét đến không chỉ là xem xét độ từ biến và co ngót khô cuối cùng mà còn phải tính đến trình tự và tiến độ lắp dựng của co ngót khô từ biến.

MC90 trong Điều 5.4.2.3. của 22 TCN 272-05 sẽ được áp dụng trong Dự án này.

### (1) Hệ số từ biến

Theo MC90, tổng lực căng liên quan đến ứng suất tại thời điểm khi ứng suất liên tục cố định bị ảnh hưởng bởi  $t_0$  như thể hiện trong công thức sau vì tổng biến dạng đàn hồi tại  $t_0$  và căng từ biến xảy ra giữa thời điểm  $t_0$  và  $t$ .

$$\epsilon_c = \sigma_c / E_c + \sigma_c / E_{ci} * \varphi(t, t_0)$$

Trong đó:

$E_c$  : mô đun đàn hồi cho bê tông có tuổi  $t_0$

$E_{ci}$  : mô đun đàn hồi cho bê tông 28 ngày tuổi

$\varphi(t, t_0)$  : hệ số tiến trình căng từ biến giữa  $t_0$  -  $t$

Hệ số từ biến được xác định bằng công thức sau:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(t - t_0)$$

Cho:

$$\beta_c(t - t_0) = \left( \frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3}$$

$$\beta_H = 1.5 \left[ 1 + (0.012 RH)^{1.8} \right] h_0 + 250 \leq 1500$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \beta_{(f_{cm})} \beta_{(t_0)}$$

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH / RH_0}{0.46(h / h_0)^{0.2}}$$

$$\beta_{(f_{cm})} = 5.3 / \left[ (f_{cm} / f_{cm0})^{0.5} \right]$$

$$\beta_{cm0} = 10 \text{ MPa}$$

$$\beta_{(t_0)} = 1 / \left[ 0.1 + (t_{0,adj} / t_1)^{0.2} \right]$$

$$t_{0,adj} = t_{0,T} \left[ 9 / (2 + t_{0,T} / T_{1,T})^{1.2} + 1 \right]^2 > 0.5 \text{ day}$$

$\alpha = -1$  (đối với xi măng có kết chậm)

$\alpha = 0$  (đối với xi măng có kết bình thường)

$\alpha = 1$  (đối với xi măng có kết nhanh)

$T_{1,T} = 1$  ngày

Trong đó:

$\varphi_0$  : hệ số từ biến danh định

$\beta_c(t - t_0)$  : hệ số từ biến tính đến dòng chảy của bê tông

$t_{0,adj}$  : giá trị điều chỉnh tuổi bê tông theo tải trọng

$RH_0$  : 100%

$RH$  : độ ẩm tương đối của môi trường (%). Trong dự án này lựa chọn  $RH = 80\%$ .

## (2) Co ngót khô

Co ngót khô được xác định theo công thức sau:

$$\varepsilon_{cs(t,t_s)} = \varepsilon_{s(f_{cm})} \beta_{RH} \beta_s(t-t_s)$$

Đối với:

$$\varepsilon_{s(f_{cm})} = [160 + 10\beta_{sc}(9 - f_{cm}/f_{cm0})] \cdot 10^{-6}$$

$$\beta_{RH} (40\% < RH < 99\%) = -1.55 \cdot \left[ 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right]$$

$$\beta_{RH} = 0.25 (RH > 99\%)$$

$\beta_{sc}$  : Coefficient depend type of cement

$\beta_{sc}=4$  (for slowly setting cement)

$\beta_{sc}=5$  (for fast setting cement)

$\beta_{sc}=8$  (for fast setting high-strength cement)

$$\beta_s(t-t_s) = \left[ \frac{(t-t_s)/t_1}{350(h/h_0)^2 + (t-t_s)/t_1} \right]^{0.5}$$

Trong đó:

$h$  : tính ổn định của khối lượng/ diện tích bề mặt

$t_1=1$  ngày;  $h_0=100$ mm

## 4.8 Lực ma sát: FR (Điều 3.13, 22 TCN 272-05)

Lực sinh ra do ma sát trượt hoặc mặt xoay sẽ được xem xét đến. Giá trị hệ số ma sát phụ thuộc vào tiêu chuẩn của từng sản phẩm. Căn cứ vào các dự án trước đây tại Việt Nam, hệ số ma sát của gối cao su sẽ là 0,15.

## 4.9 Lực va tàu: CV (Điều 3.14, 22 TCN 272-05)

Tất cả cầu cắt ngang qua hệ thống đường thủy sẽ được thiết kế có lực va tàu cho kết cấu dưới và nếu phù hợp áp dụng cho cả kết cấu trên.

Chủ đầu tư sẽ thành lập hoặc chấp thuận tàu thiết kế, vận tốc thiết kế và bất cứ yêu cầu đặc biệt nào cho cầu theo yêu cầu của Cục đường thủy nội địa Việt Nam hoặc Cơ quan hàng hải Việt Nam, nếu phù hợp.

### 4.9.1 Tàu thuyền thiết kế

Tàu thuyền thiết kế và kích thước của chúng được chia ra cho nhiều đường thủy lưu thông khác nhau như thể hiện trong Bảng 25, 26.

**Bảng 25 Tàu thuyền thiết kế đối với các loại đường thủy lưu thông**

Loại đường thủy lưu thông	Trọng lượng tàu thiết kế (DWT)	
	Tàu thuyền tự vận hành	Xà lan kéo
I	2000	500
II	1000	500
III	300	400
IV	200	400
V	100	100
VI	40	100

**Bảng 26 Kích thước tàu thuyền thiết kế**

Hạng mục	Tàu thuyền tự vận hành						Xà lan kéo		
	2000	1000	300	200	100	40	500	400	100
Chiều dài tối đa (LOA) (m)	90	75	38	34	15	8	40	41	27
Bề rộng tối đa (m)	12.0	10.5	7.0	6.6	5.0	3.0	10.0	11.2	6.4

Nước chịu tải (m)	3.5	2.8	2.2	1.7	1.0	0.8	1.7	1.3	1.0
-------------------	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

#### 4.9.2 Vận tốc và thiết kế

Theo đúng Điều 3.14.3 của 22 TCN 272-05, vận tốc khi tàu va thiết kế đề xuất,  $V_s$ , sẽ được sử dụng cho từng tàu thuyền thiết kế sẽ được trình bày trong Bảng 26, trong đó:

$V_s$ =vận tốc dòng chảy hàng năm trung bình cạnh các chi tiết cầu đã được tính đến (m/s)

Tuy nhiên mực nước cao ngày tối đa với tần suất 5% sẽ được áp dụng làm mực nước cao thiết kế (DWHL) đối với tỉnh không thông thuyền của cầu theo đúng TCVN 5664-2009 và vận tốc sẽ cao hơn vận tốc dòng chảy hàng năm trung bình. Do vậy, vận tốc tác động thiết kế,  $V_s$ , sẽ được sử dụng trong trường hợp mực nước cao ngày tối đa với tần suất 5%.

**Bảng 27 Vận tốc tác động thiết kế đối với tàu thiết kế**

Tàu thiết kế	Vận tốc tác động thiết kế: $V$ (m/s)
Tàu tự vận hành $\geq 1000$ DWT	$3.3+V_s$
Tàu tự vận hành $< 1000$ DWT	$2.5+V_s$
Xà lan kéo	$1.6+V_s$

#### 4.9.3 Năng lượng và tàu

Động năng của một tàu chuyển động sẽ được hấp thụ trong quá trình va không lệch tâm có trụ cầu được thể hiện như sau:

$$KE=500C_HMV^2$$

Trong đó:

KE: Năng lượng va tàu (joule)

M : Trọng lượng rẽ nước của tàu (Mg)

Khối lượng tàu, M, sẽ được căn cứ trên điều kiện tải trọng của tàu và sẽ bao gồm trọng lượng rỗng của tàu, cộng với trọng lượng của hàng hóa đối với tàu chất tải hoặc trọng lượng của tải trọng dẫn bằng nước đối với tàu chuyển tiếp trong điều kiện rỗng hoặc với tải trọng nhẹ.

$C_H$  : Hệ số trọng lượng thủy động

=1.05 (Tĩnh không thân tàu  $\geq 0.5$ \*món nước)

=nội suy

=1.25 (Tĩnh không thân tàu  $\leq 0.1$ \*món nước)

V : Vận tốc tàu khi va (m/s)

#### 4.9.4 Lực va của tàu vào trụ

Lực tác động khi tàu va chạm trực diện vào trụ được tính toán như sau:

$$P_s=1.2*10^5V(DWT)^{0.5}$$

Trong đó;

$P_s$  : Lực tác động va tàu tĩnh tương đương

DWT : Tải trọng tĩnh của tàu

V : Vận tốc tàu khi va



#### 4.9.5 Lực va của xà lan vào trụ

Lực tác động khi va, N, vào trụ đối với một xà lan chờ đất được tính toán như sau:

$$P_B = 6.0 \cdot 10^4 a_B \quad (a_B < 100 \text{ mm})$$

$$= 6.0 \cdot 10^6 + 1600 a_B \quad (a_B \geq 100 \text{ mm})$$

Trong đó;

$P_B$  : Lực tác động của xà lan tính tương đương (N)

$a_B$  : Chiều dài hư hại mũi xà lan quy định trong công thức sau (mm)

$$a_B : 3100[(1 + 1.3 \cdot 10^{-7} KE)^{0.5} - 1]$$

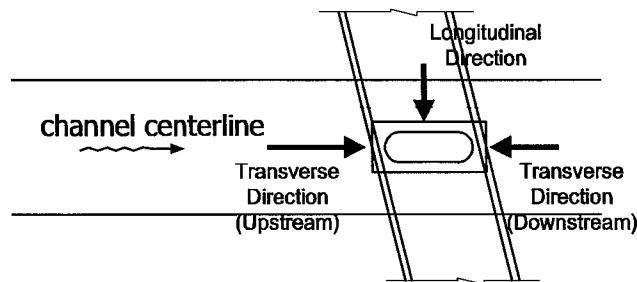
Lực tác động đối với các xà lan có thiết kế lớn hơn xà lan chờ đất tiêu chuẩn sẽ được quyết định bằng cách tăng lực tác động của xà lan chờ đất tiêu chuẩn theo tỷ lệ bề rộng của xà lan lớn hơn với bề rộng của xà lan chờ đất tiêu chuẩn.

#### 4.9.6 Áp dụng lực tác động

##### (1) Thiết kế kết cấu phần dưới

Đối với thiết kế kết cấu phần dưới, lực tính tương đương, song song và pháp tuyến với tim của kênh thông thuyền sẽ được áp dụng riêng rẽ như sau:

- Song song với tim tuyến của kênh: 100% lực tác động thiết kế
- Pháp tuyến với tim tuyến của kênh: 50% lực tác động thiết kế



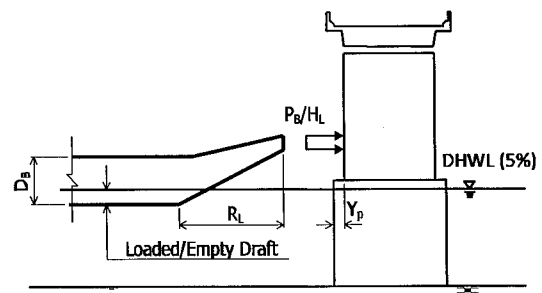
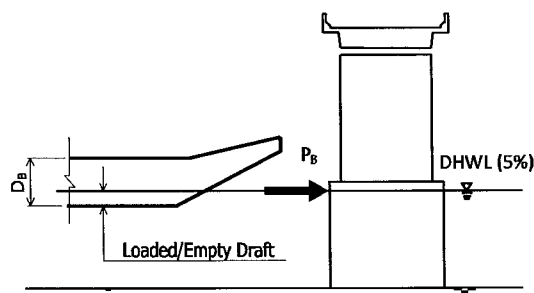
Hình 15 Áp dụng lực và tàu lên trụ cầu

Lực ảnh hưởng sẽ được áp dụng cho các kết cấu dưới theo đúng tiêu chuẩn sau:

- Đối với ổn định tổng thể, lực tác động thiết kế được áp dụng như là lực tập trung lên trên kết cấu cầu dưới với mực nước ngày cao nhất áp dụng tần suất 5% như thể hiện trong Hình 16.
- Đối với lực va nội vùng, lực tác động thiết kế sẽ được áp dụng như tải trọng đường thẳng đứng tương đương phân bố trên chiều sâu của khối đầu ( $H_L$ ), như thể hiện trong Hình 16.

Áp dụng tải trọng trên ổn định tổng thể

Áp dụng tải trọng đối với lực va nội vùng



Hình 16 Áp dụng tải trọng

#### 4.10 Tải trọng thi công (Điều 5.14.2.3.2 trong 22 TCN 272-05)

##### 4.10.1 Tải trọng thi công

Tải trọng thi công sẽ được xem xét cả tải trọng cho các loại thiết bị thi công chuyên dụng (CE) trong Dự án như thể hiện trong Bảng 28.

**Bảng 28 Tải trọng thi công**

Mã	Tải trọng thi công	Dự án này
DC	Trọng lượng của các kết cấu đỡ (N)	—
DIFF	Tải trọng chênh lệch: chỉ áp dụng cho thi công đúc hẫng cân bằng; Bằng 2% tải trọng tĩnh: áp dụng cho một dầm đúc hẫng (N)	—
DW	Tĩnh tải chống nhau (N) hoặc (N/mm)	—
CLL	Hoạt tải thi công phân bố: với sự hiện hữu của hàng loạt các hạng mục thiết bị, máy móc và các thiết bị khác, không kể các thiết bị lắp dựng chuyên dụng chính, được tính là $4.8 \times 10^{-4}$ MPa của diện tích bản mặt cầu trong thi công đúc hẫng, tải trọng này sẽ được tính là $4.8 \times 10^{-4}$ MPa trên một dầm đúc hẫng và $2.4 \times 10^{-4}$ MPa đối với các dầm khác. Đối với cầu thi công bằng phương pháp thúc đẩy, tải trọng này có thể bỏ qua (Mpa).	—
CE	Các thiết bị thi công chuyên dụng: tải trọng từ các xe chuyên chở từng đoạn và bất cứ thiết bị đặc biệt nào bao gồm xe lao lắp ván khuôn, giàn lao, dầm và tời cáp, giàn hoặc các kết cấu phụ trợ chính tương tự và tải trọng tối đa áp dụng cho kết cấu của các thiết bị trong khi nâng các đoạn dầm (N)	680,000N
IE	Tải trọng động của thiết bị: xác định theo loại máy móc dự tính (N)	—
CLE	Tải trọng thiết bị thi công theo chiều ngang: tải trọng ngang của các thiết bị thi công (N)	—
U	Sự không cân bằng các đoạn: tác động của bất cứ đoạn nào bị mất cân bằng hoặc bất cứ một điều kiện bất thường nào có thể: áp dụng cơ bản cho việc thi công dầm đúc hẫng cân bằng nhưng có thể mở rộng ra cho bất cứ chu trình nâng đặc biệt nào mà không là một điểm cơ bản của hệ thống thi công chung (N)	—
WS	Tải trọng gió theo hướng ngang lên trên các kết cấu theo đúng các mô tả trong Phần 3 (Mpa)	—
WE	Tải trọng gió theo hướng ngang lên trên các thiết bị; tính là $4.8 \times 10^{-4}$ MPa của các bề mặt lộ ra (Mpa)	—
WUP	Áp lực âm của gió lên dầm đúc hẫng: $2.4 \times 10^{-4}$ MPa của diện tích bản mặt cầu đối với thi công đúc hẫng cân bằng; chỉ áp dụng cho một phía trừ khi có các phân tích điều kiện hiện trường hoặc hình dạng kết cấu yêu cầu khác.	—
A	Tải trọng tĩnh của các đoạn đúc sẵn bằng tay (N)	—
AI	Đáp ứng động do sự nhà đột ngột hoặc sự áp dụng một tải trọng đoạn đúc sẵn hoặc một sự áp dụng bất kỳ của một tải trọng tĩnh khác sẽ được bổ sung vào với tải trọng tĩnh: tính là 100% tải trọng A (N)	—
CR&SH	Từ biến & co ngót	—
T	Nhiệt: tổng tác động do thay đổi nhiệt độ đồng đều (TU) và gradient nhiệt (TG) (DEG)	—

##### 4.10.2 Tổ hợp tải trọng thi công tại trạng thái giới hạn cường độ

Lực kháng đã nhân hệ số của các cấu kiện (quyết định bằng việc áp dụng hệ số kháng) sẽ không thấp hơn như dưới đây:

Đối với tác động lực tối đa:

$$\Sigma \phi F_u = 1.1(DL + DIFF) + 1.3CE + A + AI$$

Đối với tác động lực tối thiểu:

$$\Sigma \phi F_u = DL + CE + A + AI$$

Trạng thái giới hạn cường độ trong quá trình thi công sẽ được tính toán cho dầm hộp bê tông dự ứng lực trong Dự án.

#### 4.10.3 Tổ hợp tải trọng trong thi công tại trạng thái giới hạn sử dụng

Tổ hợp tải trọng cho thi công tại trạng thái giới hạn sử dụng được tính toán như sau:

**Bảng 29 Yếu tố tải trọng và giới hạn ứng lực kéo cho tổ hợp tải trọng thi công**

Tổ hợp tải trọng	Yếu tố tải trọng																Giới hạn ứng lực kéo		Lưu ý
	Tĩnh tải			Hoạt tải				Tải trọng gió			Tải trọng khác					Tải trọng đất	Không bao gồm “các tải trọng khác”	Bao gồm “các tải trọng khác”	
	DC	DHP	U	CLL	CH	HH	CLH	WS	WUP	WB	CR	SH	TU	TG	WA	HH EV ES			
a	1.0	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	$\gamma_{TG}$	1.0	1.0	$0.50 \cdot F_c^{1/2}$	$0.58 \cdot F_c^{1/2}$	
B	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	$\gamma_{TG}$	1.0	1.0			
c	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7	0.7	0.0	1.0	1.0	1.0	$\gamma_{TG}$	1.0	1.0			
d	1.0	1.0	0.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.7	1.0	0.7	1.0	1.0	1.0	$\gamma_{TG}$	1.0	1.0			1)
e	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.3	0.0	0.3	1.0	1.0	1.0	$\gamma_{TG}$	1.0	1.0			2)
f	1.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.3	0.0	0.3	1.0	1.0	1.0	$\gamma_{TG}$	1.0	1.0			3)

- 1) Thiết bị không làm việc  
2) Lắp ráp thông thường  
3) Thiết bị chuyển động

## 5 Thiết kế kết cấu

### 5.1 Tổng quát

#### 5.1.1 Lớp bê tông bảo vệ (5.12.3, 22 TCN 272-05)

Lớp bê tông bảo vệ đối với thép dự ứng lực/cốt thép không được bảo vệ không được nhỏ hơn quy định trong Bảng 30.

**Bảng 30 Lớp bê tông bảo vệ đối với cốt thép chủ không được bảo vệ**

Trạng thái	Lớp bê tông bảo vệ (mm)
Lộ trực tiếp trong nước mặn	100
Đúc áp vào đất	75
Vùng bờ biển	75
Bề mặt cầu chịu vẩu lốp xe hoặc xích mài mòn	60
Mặt ngoài khác các điều kiện trên	50
Mặt trong khác các điều kiện trên	
- Tới thanh số 36	40
- Các thanh số 43 và số 57	50
Đáy bản đúc tại chỗ	
- Tới thanh số 36	25
- Các thanh số 43 và số 57	50
Đáy ván khuôn panen đúc sẵn	20
Cọc bê tông cốt thép đúc sẵn	
- Môi trường không ăn mòn	50
- Môi trường ăn mòn	75
Cọc dự ứng lực đúc sẵn	50
Cọc đúc tại chỗ	
- Môi trường không ăn mòn	50
- Môi trường ăn mòn	
Chung	75
Được bảo vệ	75
- Vỏ	50
- Đúc trong lỗ khoan bằng ống đổ bê tông trong nước hoặc vữa sét	75

### 5.1.2 Đường cong ứng suất – biến dạng

Đường cong thích hợp được giả định để diễn tả diễn biến ứng suất – biến dạng của bê tông tùy theo mục đích tính toán. Đường cong ứng suất – biến dạng lý tưởng nói chung có thể được sử dụng cho việc tính toán sức kháng uốn của các thành phần chịu mômen uốn hay lực uốn và lực dọc trục.

Đường cong ứng suất – biến dạng của cốt thép bao gồm thép dự ứng lực cần được giả định có hình thức thích hợp cho mục đích tính toán sức kháng uốn.

Các đường cong ứng suất – biến dạng được giả định để tính toán có thể là các mẫu được cho phép và phải được phê duyệt trong giai đoạn thiết kế kỹ thuật chi tiết.

### 5.2 Thiết kế kết cấu phần trên và phần dưới

Đối với thiết kế kết cấu phần trên, lực va đập thiết kế có thể được sử dụng như là lực tĩnh tương đương cắt ngang cầu kiện phần trên theo hướng song song với trục kênh có thông thuyền, nếu cần thiết.

#### 5.2.1 Kết cấu bê tông dự ứng lực

##### (1) Dự ứng lực (Điều 5.9, 22 TCN 272-05)

Dự ứng lực phải được tính toán theo công thức sau.

$$P(x) = P_i - [\Delta P_t(x) + \Delta P_t(x)]$$

Trong đó,

$P(x)$  : Dự ứng lực của mặt cắt ngang đang được xem xét

$P_i$  : Dự ứng lực tại kết cấu dự ứng lực tại đầu kéo căng của bó cốt thép

$\Delta P_t(x)$  : Mất mát dự ứng suất ngay sau khi tính toán dự ứng lực có xét đến các ảnh hưởng sau

- Biến dạng đàn hồi của bê tông
- Ma sát giữa bó thép và ống bọc
- Mất mát do đệm neo hay mất mát do thiết đặt

$\Delta P_t(x)$  : Mất mát dự ứng suất phụ trội được tính toán cần phải xét đến các ảnh hưởng sau

- Tự chùng (dão) của cốt thép dự ứng lực
- Từ biến của bê tông
- Co ngót của bê tông

Để tính các lực không xác định tại các trạng thái giới hạn sử dụng hay trạng thái giới hạn môi, dự ứng lực có thể được xem là giá trị đặc trưng của dự ứng lực.

Các ảnh hưởng dưới đây cần được kể đến khi tính toán các mất mát dự ứng suất, đó là  $\Delta P_t(x)$  và  $\Delta P_t(x)$ .

##### (a) Các hao hụt tức thời

##### (i) Biến dạng đàn hồi của bê tông

Mất mát dự ứng suất do biến dạng đàn hồi của bê tông phải luôn được tính cho hệ kéo trước. Khi các bộ thép hệ kéo sau được kéo từng bộ một, thì cần xét đến mất mát dự ứng suất do biến dạng đàn hồi của bê tông và cũng có thể tính đến mất mát dự ứng suất trung bình.

$$\Delta f_{pES} = (E_p/E_{ci}) * f_{cgp} \text{ (đối với hệ kéo trước)}$$

$$\Delta f_{pES} = [(N-1/2N)] * (E_p/E_{ci}) * f_{cgp} \text{ (đối với hệ kéo sau)}$$

Trong đó:

$N$  : Số bộ thép dự ứng lực đồng nhất

$E_p$  : Mô đun đàn hồi của thép dự ứng lực (MPa)

$E_{ci}$  : Mô đun đàn hồi của bê tông lúc truyền lực (MPa)

$f_{cgp}$  : Tổng ứng suất bê tông ở trọng tâm các bó thép dự ứng lực khi truyền hoặc kích và trọng lượng bản thân cầu kiện ở mặt cắt có mô men lớn nhất (MPa)

## (ii) Ma sát giữa bó cáp dự ứng lực và ống lườn cáp

Các hao hụt dự ứng lực do ma sát trong bó cáp dự ứng biến đổi một cách đáng kể phụ thuộc vào điều kiện bên trong của ống bọc, loại, độ gồ, hướng đi của cáp dự ứng lực.

Hao hụt của lực căng bó cáp dự ứng lực do ma sát nhìn chung có thể được chia thành hai loại – một là có liên quan đến thay đổi góc đường tâm của các tao cáp dự ứng lực, và một là liên quan đến chiều dài của bó cáp dự ứng lực. Lực kéo trong bó cáp tại mặt cắt ngang xem xét được xác định bằng phương trình sau:

$$\Delta f_{pf} = f_{pj}(1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)})$$

Trong đó:

$f_{pj}$  : Ứng suất trong cốt thép dự ứng lực khi kích (MPa)

$x$  : Chiều dài bó thép dự ứng lực từ đầu kích đến điểm bất kỳ xem xét (mm)

$K$  : Hệ số ma sát lắc (trên đơn vị mm bó thép)

$\mu$  : Hệ số ma sát

$\alpha$  : Tổng giá trị tuyệt đối thay đổi góc của đường cốt thép dự ứng lực từ đầu kích, hay từ đầu kích gần nhất nếu lực kéo được thực hiện như nhau tại 2 đầu, đến điểm xem xét (Rad)

$e$  : Cơ số logarit tự nhiên

Khi thiếu các số liệu này, có thể dùng các giá trị trong những phạm vi của  $K$  và  $\mu$  cho trong Bảng 31.

**Bảng 31 Hệ số ma sát cho các bó thép kéo sau**

Loại thép	Dạng ống bọc	K	M
Dây hoặc tao	Ống thép mạ cứng hay nửa cứng	$6.6 \cdot 10^{-7}/\text{mm}$	0.15-0.25 <b>(Đối với Dự án này: 0.25)</b>
	Vật liệu Polyethylene		0.23
	Các ống chuyển hướng bằng thép cứng cho bó thép ngoài		0.25
Thanh cường độ cao	Ống thép mạ		0.30

## (iii) Đóng neo hoặc bộ neo (22 TCN 267-2000)

Nếu trong khi neo các bộ tao cáp, các hao hụt dự ứng lực phải được tính đến. Đặc biệt trong trường hợp áp dụng hệ neo nêm. Vì khối lượng đặt là khá lớn nên các thất thoát dự ứng lực và chiều dài bị ảnh hưởng sẽ được xác định trước khi căng theo kinh nghiệm từng lần hoặc theo số liệu sẵn có. Cụm từ “bộ” đề cập đến việc lườn cáp dự ứng lực tại vị trí thiết bị neo trong quá trình thi công neo. Vì khối lượng thực tế của bộ neo thay đổi phụ thuộc vào thiết bị neo sử dụng nên khối lượng thực tế tương đương với từng thiết bị neo sẽ được xác định cụ thể (22 TCN267-2000).

Trong trường hợp không có ma sát giữa bó thép dự ứng lực và ống bọc, mất mát của lực căng trong bó thép dự ứng lực do bộ neo có thể được tính toán sử dụng phương trình sau

$$\Delta P = (\Delta l) / (A_p E_p)$$

Trong đó:

$\Delta P$  : Mất mát lực kéo do thiết đặt bó thép

$\Delta l$  : Chiều dài thiết đặt **(Đối với dự án này là: 6mm)**

$l$  : Chiều dài bó thép

$A_p$  : Diện tích bó thép

$E_p$  : Mô đun Young của bó thép

**(b) Mất mát phụ thuộc vào thời gian**

**(i) Dầm tiêu chuẩn**

Ước tính gần đúng toàn bộ mất mát phải được dùng cho dầm tiêu chuẩn trong Dự án.

Ước tính gần đúng toàn bộ mất mát dự ứng lực phụ thuộc vào thời gian do từ biến và co ngót của bê tông và tự chùng của thép trong toàn bộ cầu kiện dự ứng lực có thể lấy theo bảng 32.

**Bảng 32 Các mất mát phụ thuộc vào thời gian MPa**

Dạng mặt cắt dầm	Mức	Với dây thép hoặc tạo thép có $f_{pu}=1620, 1725$ hoặc $1860$ MPa	Với các thanh thép có $f_{pu}=1000$ hoặc $1100$ MPa
Dầm sàn chữ nhật và bán đặc	Biên trên Trung bình	200+28PPR 180+28PPR	130+41PPR
Dầm I	Trung bình	$230 \left[ 1 - 0.15 \frac{f'_c - 41}{41} \right] + 41PPR$	130+41PPR
T đơn, T kép, Lối rộng và bán rộng	Biên trên	$270 \left[ 1 - 0.15 \frac{f'_c - 41}{41} \right] + 41PPR$	$210 \left[ 1 - 0.15 \frac{f'_c - 41}{41} \right] + 41PPR$
	Trung bình	$230 \left[ 1 - 0.15 \frac{f'_c - 41}{41} \right] + 41PPR$	

Đối với:

$$PPR = \frac{A_{ps} f_{py}}{A_{ps} f_{py} + A_s f'_y}$$

Trong đó:

PPR : tỷ lệ dự ứng lực một phần

$A_s$  : diện tích thép không dự ứng lực ( $\text{mm}^2$ )

$A_{ps}$  : diện tích thép dự ứng lực ( $\text{mm}^2$ )

$f_y$  : giới hạn chảy quy định của thanh cốt thép (MPa)

$f_{py}$  : giới hạn chảy của thép dự ứng lực (MPa)

**(ii) Dầm hộp dự ứng lực và kết cấu phần dưới**

**i) Tự chùng của thép dự ứng lực**

**Tại lúc truyền lực**

Trong các bộ phận kéo trước, mất mát do tự chùng trong thép dự ứng lực được tạo ứng suất ban đầu vượt quá  $0.50 f_{pu}$  có thể được lấy bằng:

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24.0t)}{10.0} \cdot \left[ \frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0.55 \right] \cdot f_{pj} \quad (\text{đối với tạo thép được khử ứng suất})$$

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24.0t)}{40.0} \cdot \left[ \frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0.55 \right] \cdot f_{pj} \quad (\text{đối với tạo thép tự chùng ít})$$

Trong đó:

$t$  : Thời gian tính bằng ngày từ lúc tạo ứng suất đến lúc truyền (ngày)

$f_{pj}$  : Ứng suất ban đầu của bó thép ở vào cuối lúc kéo (MPa)

$f_{py}$  : Giới hạn chảy quy định của thép dự ứng lực (MPa)

### **Sau khi truyền lực**

Mất mát do tự chùng của thép dự ứng lực có thể lấy bằng:

**Phương trình 1 (đối với tào thép được khử ứng suất, kéo trước)**

$$\Delta f_{pR2} (MPa) = 138 - 0.4\Delta f_{pES} - 0.2(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR})$$

**Phương trình 2 (đối với tào thép được khử ứng suất, kéo sau)**

$$\Delta f_{pR2} (MPa) = 138 - 0.3\Delta f_{pF} - 0.4\Delta f_{pES} - 0.2(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR})$$

Trong đó:

$\Delta f_{pF}$  : Mất mát do ma sát dưới mức  $0.70 f_{pu}$  ở điểm xem xét (MPa)

$\Delta f_{pES}$  : Mất mát do co ngắn đàn hồi (MPa)

$\Delta f_{pSR}$  : Mất mát do co ngót (MPa)

$\Delta f_{pCR}$  : Mất mát do từ biến của bê tông (MPa)

Đối với thép dự ứng lực có tính tự chùng thấp phù hợp với AASHTO M 203M (ASTM A 416M hay E 328): Lấy bằng 30% của  $\Delta f_{pR2}$  tính theo phương trình 1 hoặc 2.

## **ii) Từ biến của bê tông**

Mất mát dự ứng lực do từ biến có thể lấy bằng:

$$\Delta f'_{pCR} = 12.0 f'_{cgp} - 7.0 \Delta f'_{cdp} \geq 0$$

Trong đó:

$f_{cgp}$  : Ứng suất bê tông tại trọng tâm thép dự ứng lực lúc truyền lực (MPa)

$\Delta f_{cdp}$  : Thay đổi ứng suất bê tông tại trọng tâm thép dự ứng lực do tải trọng thường xuyên, trừ tải trọng tác động vào lúc thực hiện lực dự ứng lực. Giá trị  $\Delta f_{cdp}$  cần được tính ở cùng mặt cắt hoặc các mặt cắt được tính  $f_{cdp}$  (MPa)

## **iii) Co ngót của bê tông**

Mất mát dự ứng lực do co ngót có thể lấy bằng:

$$\Delta f_{pSR} = (117 - 1.03H) \text{ (MPa) (đối với các cầu kiện kéo trước)}$$

$$\Delta f_{pSR} = (93 - 0.85H) \text{ (MPa) (đối với các cầu kiện kéo sau)}$$

Trong đó:

$H$  : độ ẩm tương đối của môi trường xung quanh trung bình năm (%) **(Đối với Dự án này: 80%)**

## **(2) Các giới hạn ứng suất**

### **(a) Bê tông (5.9.4, 22 TCN 272-05)**

#### **(i) Các giới hạn ứng suất kéo tạm thời của bê tông dự ứng lực trước khi xảy ra các mất mát**

Các giới hạn ứng suất kéo tạm thời của bê tông trong trạng thái giới hạn sử dụng trong bê tông dự ứng lực trình bày trong Bảng 33. Đối với bê tông cốt thép, bề rộng của các vết nứt uốn được kiểm soát bằng

việc phân bố cốt thép trên vùng chịu kéo của bê tông lớn nhất, giới hạn ứng suất của bê tông không được mô tả.

**Bảng 33 Các giới hạn ứng suất kéo tạm thời của bê tông dự ứng lực trước khi xảy ra các mất mát**

Loại cầu	Vị trí	Giới hạn ứng suất
Không phải các cầu được xây dựng phân đoạn	- Trong vùng nén của cầu kiện bị nén trước không có cốt thép dính bám	Không có
	- Trong các vùng khác với các vùng chịu kéo của cầu kiện bị nén trước và không có cốt thép phụ dính bám	$0.25 \cdot f'_d \cdot \frac{1}{2} \leq 1.38$ (MPa)
	- Trong các vùng có cốt thép dính bám, đủ để chịu 120% lực kéo khi bê tông bị nứt được tính toán trên cơ sở một mặt cắt không nứt	$0.58 \cdot f'_d \cdot \frac{1}{2}$ (MPa)
	- Để tính ứng suất cầu lắp trong các cọc dự ứng lực	$0.415 \cdot f'_c \cdot \frac{1}{2}$ (MPa)
Các cầu được xây dựng phân đoạn	<u>Ứng suất dọc của các mối nối trong vùng kéo của cầu kiện chịu nén trước</u>	
	- Các mối nối loại A với lượng tối thiểu cốt thép phụ có dính bám chạy qua các mối nối, đủ để chịu lực kéo tính toán ở ứng suất $0.5f_{yt}$ với các bó thép ở trong hoặc ngoài	$0.25 \cdot f'_d \cdot \frac{1}{2}$ (MPa) Lực kéo lớn nhất
	- Các mối nối loại A không có lượng tối thiểu cốt thép phụ có dính bám chạy qua các mối nối	Không cho kéo
	- Các mối nối loại B với bó thép ở ngoài	0.7 (MPa) Nén tối thiểu
	<u>Ứng suất theo phương ngang qua các mối nối</u>	
	- Đối với mọi loại mối nối	$0.25 \cdot f'_d \cdot \frac{1}{2}$ (MPa)
	<u>Ứng suất trong các khu vực khác</u>	
	- Đối với diện tích không có cốt thép thường dính bám	Không cho kéo
	- Cốt thép dính bám đủ để chịu lực kéo tính toán trong bê tông được tính theo giả thiết mặt cắt không bị nứt với ứng suất bằng $0.5f_t$	$0.50 \cdot f'_d \cdot \frac{1}{2}$ (MPa)

**(ii) Các giới hạn ứng suất nén của bê tông dự ứng lực ở trạng thái giới hạn sử dụng sau khi xảy ra các mất mát**

Các giới hạn ứng suất nén của bê tông ở trạng thái giới hạn sử dụng trong bê tông dự ứng lực trình bày trong bảng 34.

**Bảng 34 Giới hạn ứng suất nén của bê tông dự ứng lực ở trạng thái giới hạn sử dụng sau mất mát**

Vị trí	Giới hạn ứng suất
- Đối với các cầu không xây dựng phân đoạn do tổng của lực dự ứng hữu hiệu và các tải trọng thường xuyên gây ra	$0.45 \cdot f'_c \cdot \frac{1}{2}$ (MPa)
- Đối với các cầu xây dựng phân đoạn do tổng lực dự ứng hữu hiệu và tải trọng thường xuyên gây ra	$0.45 \cdot f'_c \cdot \frac{1}{2}$ (MPa)
- Đối với các cầu không xây dựng phân đoạn do hoạt tải cộng với ½ tổng của lực dự ứng hữu hiệu và các tải trọng thường xuyên gây ra	$0.40 \cdot f'_c \cdot \frac{1}{2}$ (MPa)
- Do tổng lực dự ứng hữu hiệu, tải trọng thường xuyên, và tải trọng tác dụng khi vận chuyển và bốc xếp	$0.60 \phi_w \cdot f'_c \cdot \frac{1}{2}$ (MPa)

**(iii) Các giới hạn ứng suất kéo của bê tông dự ứng lực ở trạng thái giới hạn sử dụng sau khi xảy ra các mất mát**

Các giới hạn ứng suất kéo của bê tông ở trạng thái giới hạn sử dụng của bê tông dự ứng lực trình bày trong Bảng 35.

**Bảng 35 Giới hạn ứng suất kéo của bê tông dự ứng lực ở trạng thái giới hạn sử dụng sau mất mát**

Loại cầu	Vị trí	Giới hạn ứng suất
Đối với các cầu không xây dựng phân đoạn	<u>Lực kéo trong miền chịu kéo được nén trước của các cầu với giả thiết mặt cắt không bị nứt</u>	
	- Đối với các cầu kiện có các bó thép dự ứng lực hay cốt thép được dính bám trong các điều kiện không xấu hơn các điều kiện bị ăn mòn thông thường	$0.50 \cdot f'_c \cdot \frac{1}{2}$ (MPa)
	- Đối với các cầu kiện có các bó thép dự ứng lực hay cốt thép dính bám chịu các điều kiện ăn mòn nghiêm trọng	$0.25 \cdot f'_c \cdot \frac{1}{2}$ (MPa)
	- For components with unbonded prestressing tendons Đối với các cầu kiện có các bó thép dự ứng lực	Không cho kéo



	không dính bám	
Đối với các cầu xây dựng phân đoạn	<u>Các ứng suất dọc ở các mối nối trong miền chịu kéo được nén trước</u>	
	- Các mối nối loại A có lượng cốt thép phụ dính bám tối thiểu chạy qua các mối nối chịu lực kéo dọc với ứng suất $0.5f_{yk}$ các bó thép trong	$0.25 \cdot f_c^{1/2}$ (MPa)
	- Mối nối loại A không có lượng cốt thép phụ dính bám tối thiểu chạy qua các mối nối	Không cho kéo
	- Các mối nối loại B; các bó thép ngoài	0.7 (MPa) Nén tối thiểu
	<u>Ứng suất ngang qua các mối nối</u>	
	- Lực kéo theo hướng ngang trong vùng chịu kéo được nén trước	$0.25 \cdot f_c^{1/2}$ (MPa)
	<u>Ứng suất trong các vùng khác</u>	
	- Đối với các vùng không có cốt thép dính bám	Không cho kéo
	- Có lượng cốt thép dính bám đủ chịu được lực kéo trong bê tông với giả thiết mặt cắt không bị nứt tại ứng suất bằng $0.5f_{yk}$	$0.50 \cdot f_c^{1/2}$ (MPa)

### (b) Thép dự ứng lực (5.9.3.1, 22 TCN 272-05)

Các giới hạn ứng suất cho từng loại bó thép trình bày trong Bảng 36.

**Bảng 36** Giới hạn ứng suất cho các bó thép dự ứng lực

Mục	Loại bó thép		
	Tạo thép đã được khử ứng suất dư, các thanh cường độ cao trơn nhẵn	Tạo thép có độ tự chùng thấp	Các thanh có góc cường độ cao
Kéo trước			
- Ngay trước khi truyền lực ( $f_{pk} + \Delta f_{pes}$ )	$0.70f_{pu}$	$0.75f_{pu}$	-
- Ở trạng thái giới hạn sử dụng lâu khi đã tính toàn bộ mất mát ( $f_{pe}$ )	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$
Kéo sau			
- Trước khi đệm neo – có thể cho phép dung $f_s$ ngắn hạn	$0.90f_{py}$	$0.90f_{py}$	$0.90f_{py}$
- Tại các neo và bộ cáp nối ngay sau bộ neo ( $f_{pk} + \Delta f_{pes} + \Delta f_{pa}$ )	$0.70f_{pu}$	$0.70f_{pu}$	$0.70f_{pu}$
- Ở cuối vùng mất mát ở tấm đệm ngay sau bộ neo ( $f_{pk} + \Delta f_{pes} + \Delta f_{pa}$ )	$0.70f_{pu}$	$0.74f_{pu}$	$0.70f_{pu}$
- Ở trạng thái giới hạn sử dụng sau toàn bộ mất mát ( $f_{pe}$ )	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$

### 5.2.2 Kết cấu bê tông cốt thép

Kết cấu bê tông cốt thép của phần trên và phần dưới phải được áp dụng cho trạng thái giới hạn cường độ, trạng thái giới hạn đặc biệt, trạng thái giới hạn sử dụng và trạng thái giới hạn môi theo thứ tự. Mỗi trạng thái giới hạn bao gồm:

**Bảng 37** Hạng mục kiểm tra trạng thái giới hạn

Trạng thái giới hạn	Cấu kiện/hạng mục kiểm tra	Tham chiếu trong 22 TCN 272-05
Cường độ và các trạng thái giới hạn đặc biệt	Cấu kiện chịu uốn	5.7.3
	Cấu kiện chịu nén	5.7.4
	Cấu kiện chịu cắt và chịu xoắn	5.8
	Dầm hẫng ngắn và dầm chìa	5.13.2.4
Các trạng thái giới hạn sử dụng	Khống chế nứt (giới hạn ứng suất của cốt thép)	5.7.3.4
	Biến dạng	2.5.6.2 và 5.7.3.6.2
Các trạng thái giới hạn môi	Cường độ ứng suất của cốt thép	5.5.3

### 5.3 Thiết kế móng cọc

Cầu được bố trí trên nền đất yếu, chịu địa tầng khoảng -50m. Do đó, móng cọc phải được chấp nhận cho loại móng.

Thiết kế móng cọc phải được áp dụng cho các trạng thái giới hạn sử dụng, trạng thái giới hạn cường độ và trạng thái giới hạn đặc biệt theo thứ tự. Mỗi trạng thái giới hạn bao gồm:

**Bảng 38 Các hạng mục kiểm tra trạng thái giới hạn**

Trạng thái giới hạn	Hạng mục kiểm tra	Nhận xét
Các trạng thái giới hạn sử dụng	Sức kháng đỡ phù hợp	Sức kháng đỡ cho phép
	Kháng kết cấu	Khống chế nứt
	Độ lún cho phép	Có tính đến sự vận hành của cầu
	Chuyển vị ngang cho phép	
Các trạng giới hạn cường độ	Sức kháng đỡ phù hợp	Có tính đến hư hỏng do tạo lỗ
	Kháng kết cấu	
	Chuyển vị ngang	Đường cong P-Y
Các trạng thái giới hạn đặc biệt	Sức kháng đỡ	
	Kháng kết cấu	
Trạng thái giới hạn sử dụng	Độ bền toàn phần	Có tính đến dòng chảy biên

### 5.3.1 Các hệ số lo xo ngang của cọc (TCXD 205-1998)

Các hệ số lò xo ngang của cọc dùng để phân tích như sau:

$$\begin{aligned}
 K_1 &: \frac{EI\alpha^3}{A_o} & \overline{A_o} &= A_o + 2B_o\overline{L_o} + C_o\overline{L_o}^2 + \frac{1}{3}\overline{L_o}^3 \\
 K_2, K_3 &: \frac{EI\alpha^2}{B_o} & \overline{B_o} &= B_o + 2C_o\overline{L_o} + \frac{1}{2}\overline{L_o}^2 \\
 K_4 &: \frac{EI\alpha}{C_o} & \overline{C_o} &= C_o + \overline{L_o} \\
 \overline{K_v} &: a \frac{A_p E_p}{L} & \overline{L_o} &= \alpha L_o
 \end{aligned}$$

Trong đó:

Giá trị đặc trưng của một cọc:  $\alpha = \sqrt[5]{\frac{KD_u}{EI}}$

$EI$  : Độ cứng chống uốn của cọc ( $kN \cdot m^2$ )

$A_o, B_o, C_o$ : Các hệ số không thứ nguyên lấy theo Bảng G.2 (TCXD 205-1998)

$A_p$  : Diện tích tiết diện làm việc của cọc ( $mm^2$ )

$E_b$  : Mô đun young của cọc ( $kN/mm^2$ )

$L$  : Chiều dài cọc (m)

$L_o$  : Chiều dài từ đáy bệ cọc đến nền đất sau xói

$A$  :  $0.014(L/D) + 0.72$  (đối với cọc đóng bằng va đập)  
 $0.017(L/D) - 0.014$  (đối với cọc đóng bằng búa rung)  
 $0.031(L/D) - 0.15$  (đối với cọc bê tông nhồi tại chỗ)

$K$  : Hệ số lấy theo Bảng G.1 (TCXD205-1998)

$D$  : Bán kính cọc (m)

$D_{tt}$  : Độ rộng quy ước của cọc, tính bằng mét, lấy như sau:  
 $D+1m$  ( $D \geq 0.8m$ )  
 $1.5D+0.5m$  ( $D < 0.8m$ )

## 6 Vật liệu

Trong phần này, các giá trị quy định đối với bê tông, thanh cốt thép và bó thép dự ứng lực được trình bày trong các tiêu chuẩn Việt Nam. Trong thiết kế kỹ thuật (D/D), các giá trị này cần được xem lại và điều chỉnh nếu cần thiết

### 6.1 Bê tông

Việc áp dụng chung cho cường độ bê tông của cầu kiện trình bày trong bảng 39.

Các cường độ này có thể được điều chỉnh theo yêu cầu trong thiết kế kỹ thuật.

**Bảng 39 Cường độ bê tông của cầu kiện**

Cường độ chịu nén tại ngày thứ 28 (MPa) (Hình trụ: $\phi 150$ )	Cấu kiện			
	Kết cấu phần trên	Kết cấu phần dưới	Móng	Khác
50	Dầm Super-T kéo trước			
45	Dầm hộp bê tông dự ứng lực hằng tự do			
40	Dầm bê tông dự ứng lực I Dầm/bản mặt cầu bê tông dự ứng lực đúc tại chỗ			
35	Dầm ngang bê tông dự ứng lực đúc tại chỗ			
30	Dầm ngang bê tông cốt thép đúc tại chỗ Bản mặt cầu bê tông cốt thép đúc tại chỗ Bản bê tông cốt thép đúc sẵn	Trụ Mố	Cọc bê tông cốt thép đúc sẵn Cọc bê tông cốt thép khoan đúc tại chỗ	Tường chắn bê tông cốt thép
25				Thanh dẫn bê tông cốt thép Tường bảo vệ bê tông cốt thép
18				Kết cấu không có bê tông cốt thép
10				Bê tông chất lượng kém

Tính chất của bê tông được trình bày dưới đây

**Bảng 40 Tính chất của bê tông (5.4.2.3–5.4.2.6, 22 TCN 272-05)**

Mô đun đàn hồi (MPa)	Hệ số Poisson	Mô đun phá hủy (MPa)
$E_c = 0.043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$ ( $1440 \leq \gamma_c \leq 2500$ ) $\gamma_c$ = Tỷ trọng bê tông ( $\text{kg/m}^3$ ) $f'_c$ = Cường độ nén quy định của bê tông (MPa)	0.20	$f_r = 0.63 \sqrt{f'_c}$ Cường độ chịu kéo khi uốn

### 6.2 Thanh cốt thép (TCVN 1651: 2008)

Phải sử dụng 3 loại CB240-T, CB300-T và CB400-V. Các tính chất và cường độ thanh cốt thép được trình bày trong Bảng 41.

**Bảng 41 Tính chất và giới hạn ứng suất của các thanh cốt thép**

Loại	Giới hạn chảy $f_y$ (MPa)	Cường độ kéo $f_u$ (MPa)	Mô đun đàn hồi (MPa)
CB240-T	240	380	200,000
CB300-T	300	440	200,000
CB400-V	400	570	200,000

### 6.3 Thép dự ứng lực (5.4.4-1, 22 TCN 272-05)

Tạo cáp 7 sợi không sơn phủ, được khử ứng suất hoặc có độ tự chùng thấp, hay các thanh thép không sơn phủ cường độ cao, trơn hay có gờ, phải phù hợp với các tính chất và cường độ trong bảng 42.

**Bảng 42 Các đặc tính của tạo cáp thép và thép thanh dự ứng lực**

Vật liệu	Mức hoặc loại thép	Bán kính (mm)	Cường độ chịu kéo $f_{pu}$ (MPa)	Mô đun đàn hồi $E_p$ (MPa)	Giới hạn chảy $f_{py}$ (MPa)
Thép	1725MPa (Mức 250)	6.35-15.24	1725	197,000	0.85 $f_{pu}$ đối với thép cán nguội 0.90 $f_{pu}$ đối với thép cán nóng
	1860MPa (Mức 270)	9.53-15.24 (Đối với dự án: 12.7 or 15.2)	1860		0.90 $f_{pu}$
Thép thanh	Loại 1, thép trơn	19-35	1035	207,000	0.85 $f_{pu}$
	Loại 2, thép có gờ	16-35	1035		0.80 $f_{pu}$

#### 6.4 Vật liệu tạm thời (TCXDVN 338: 2005)

Thép dùng để thiết kế kết cấu cần chọn loại thép là Mactanh hoặc lò quay thời ôxy, bằng phương pháp rót sôi hoặc nửa tĩnh và tĩnh, có mức tương đương với các mức thép CCT34, CCT38 (hay CCT38Mn), CCT42, theo TCVN 1765:1975 hoặc TCVN 5709:1993. Các mức thép hợp kim thấp cần theo TCVN 3104:1979.

**Bảng 43 Cường độ tiêu chuẩn và cường độ chảy tính toán của thép các bon**

Mức thép	Cường độ kéo đứt tiêu chuẩn ( $f_u$ ) N/mm <sup>2</sup>	Cường độ chảy tiêu chuẩn ( $f_y$ ) và cường độ chảy tính toán ( $f$ ), N/mm <sup>2</sup> phụ thuộc vào bề dày (mm)					
		$t \leq 20$		$20 < t \leq 40$		$40 < t \leq 100$	
		$f_y$	$f$	$f_y$	$f$	$f_y$	$f$
CCT 34	340	220	210	210	200	200	190
CCT38	380	240	230	230	220	220	210
CCT42	420	260	245	250	340	240	230

**Bảng 44 Cường độ tiêu chuẩn và cường độ chảy tính toán của thép hợp kim**

Mức thép	Cường độ chảy tiêu chuẩn ( $f_y, f_u$ ) và cường độ chảy tính toán ( $f$ ), N/mm <sup>2</sup> phụ thuộc vào bề dày (mm)								
	$t \leq 20$			$20 < t \leq 30$			$30 < t \leq 60$		
	$f_u$	$f_y$	$f$	$f_u$	$f_y$	$f$	$f_u$	$f_y$	$f$
09Mn2	450	310	295	450	300	285	-----	-----	-----
14Mn2	460	340	325	460	330	315	-----	-----	-----
16MnSi	490	320	305	480	300	285	470	290	275
09Mn2Si	480	330	315	470	310	295	460	290	275
10Mn2Si1	510	360	345	500	350	335	480	340	325
10CrSiNiCu	540	400*	360	540	400 *	360	520	400*	360





## ***Appendix 2 : Relevant Documents***





***Appendix 2.1 : MOT Approval (Applicable Technical Standards)***



From MOT  
No. 262/QD-BGTVT of 20 Feb 2009

Decision  
Approval of the list of standards applied in Da nang- Quang Ngai Expressway  
Construction Project

Minister of TRansports

Pursuant to Law of Quality for Products No 05/2007/QH12 of 21 November 2007 of the National Assembly.

Pursuant to Decree 51/2008/QD-CP of 22 April 2008 of the Government regulating responsibilities, rights and structures of MOT;

Pursuant to Decree 209/2004/ND-CP of 16 Dec 2004 of the Government regarding controlling of quality of construction works and Decree No. 49/2008/ND-CP of 18 Apr 2008 modifying some articles of Decree 209/2004/ND-CP.

Pursuant to Decision No. 09/2005/QD-BXD of 07 Apr 2005 of Minister of Construction issuing "Regulations concerning the application of foreign standards in constructions in Vietnam" and Decision 35/2006/QD-BXD of 22 Nov 2006 of Minister of Construction issuing additional articles to Dec 09/2005/QD-BXD.

Pursuant to Decision No. 25/QD-BGTVT of 13 May 2005 concerning "Regulations on the application of standards in transport constructions";

Pursuant to Decision No. 3098/QD-BGTVT of 13 Oct 2008 of Minister of Transport assigning PMU85 as the Executing Agency for the Preparation Stage of Da nang – Quang Ngai Expressway Project;

In consideration of the proposal of PMU85 at the Letter No. 1616/TT-BQL/CT of 18 Dec 2008 requesting approval for the list of standards used in Da nang – Quang Ngai Expressway Project;

Article 1.

- 1.1 Approval of the list of standards applying for Da nang – Quang Ngai Expressway Project (the list as attached);
- 1.2 During the process of applying these standards, any issues found to be irrelevant which need to be modified or added, request for such modifications shall be addressed to MOT through PMU85 for reviewing and approval;

Article 2: PMU85 shall base on the list of standards approved in the Decision and related Decisions to request the Design Consultants, Supervision Consultants and the Contractors to follow the implementation process;

Article 3: Administrator, Directors of related Departments under MOT, General Director of PMU85 shall be responsible for following this Decision.

Signed by Mr. Ngo Thinh Duc (Deputy Minister of MOT)

### List of standards

#### Da Nang -Quang Ngai Expressway (attached to Decision 362/QD-BGTVT of 20 Feb 2009)

I	Standard for survey	Codes	
1	Specification for measuring and drawing topography	96 TCN 43-1990 ✓	✓
2	Specification for drawing topographical maps with scale 1:500, 1:1000, 1:2000, 1:5000, 1:10000, 1:25000-	96 TCN 42-1990	✓
3	Geodesy works in Engineering - General requirements	TCXDVN 309:2004 ✓	✓
4	Specification for measuring and analysing GPS data	TCXDVN 364:2006	✓
5	Specification for boring survey	22TCN 259-2000 ✓	✓
6	Specification for geotechnical investigation of marine works	22TCN 260-2000 ✓	✓
7	Specification for surveying and designing the highway pavement on the soft ground	22TCN 262-2000 ✓	✓
8	Specification for surveying highway	22TCN 263-2000 ✓	✓
9	Specification for geotechnical investigation and design solution for roads in landsliding areas	22 TCN 171-1987 ✓	✓
10	Specification for Static Penetration Test (CPT and CPTU)	22TCN 317-2004	✓
11	Specification for site shearing test	22TCN 355-2000	✓
12	Construction soil, site testing method, SPT	TCXD 226:1999	✓
13	Construction soil –physio-mecahanical test	TCVN 4195 ÷ 4202-1995	✓
14	Surveying works for design and construction of pile foundation	20TCN 160-1987 ✓	✓

15	Construction soil – exploiting, packing transporting and maintaining samples	TCXD 2683:1991	✓
16	Specification for checking bridge on highway – Technical requirements	22TCN 243-1998	✓
17	Specification for testing elastic modulus of the pavement by deflection measurement Benkelman beam	22TCN 251-1998 ✓	✓
18	Specification for testing and evaluating pavement strength and flexible pavement of highway by FWD	22TCN 335-2006	✓
19	Specification for analysing water used in transport constructions	22TCN 61-1984	✓
20	Specification for geotechnical investigation for constructions in Karst area	TCXD VN 366:2006	✓
II	Design standard		
1	Expressway Highway – Design requirements	TCVN 5729-2007.1997	✓
2	Highway – Design requirements	TCVN 4054:2005 ✓	✓
3	Standard for designing highway (junctions)	22TCN 273-2001. ✓	✓
4	Specification for soft soil treatment using wick drain	22 TCN 244-1998 ✓	✓
5	Geotextile applying for embankment of soft soil ground	22 TCN 248-1998. ✓	✓
6	Specification for designing of flexible pavement	22TCN 211-2006. ✓	✓
7	Specification for rigid pavement design	22 TCN 223 -1995 ✓	✓
8	Standard of bridge design	22 TCN 272-2005. ✓	✓
9	Standard for design culverts with limit state (applying for culvert design and auxiliaries)	22 TCN 18-1979 ✓	✓
10	Pile foundation – Design standard	TCXDVN 205:1998	✓
11	PC concrete nail T13 T15 & D13; D15	22 TCN 267-2000 ✓	✓
12	Rubber bearings	AASHTO M251-06-UL ASTM D4014-03(2007)	✓
13	Standard for expansion joints	AASHTO M297 -96 ✓ AASHTO M183 -96	✓
14	Specification for design of bridges and auxiliaries for bridges	22TCN 200-1989	✓
15	Calculation of flood flow features	22TCN 220-1995 ✓	✓

16	Transport works in earthquake zone – design standard	22TCN 221-1995 ✓	✓
17	Regulations of traffic signals on highway	22 TCN237-2001 ✓	✓
18	Guiding board on expressway	22 TCN331-2005 ✓	✓
19	Drainage – design standard	22TCN 51-1984 ✓	✓
20	Standard for design lighting of roads and squares in urban	TCXDVN 259-2001 ✓	✓
21	Lighting outdoor of public works and infrastructure in urban construction – design standards	TCXDVN 333-2005.	✓
22	Specication for environment impact assessment in preparing FS and design for transport works	22 TCN 242-1998 ✓	✓
23	Design earthquake bearing facilities	TCXDVN 375:2005	✓
24	Concrete and reinforced concrete	TCXDVN 356:2005	✓
III	Standard for construction and acceptance		
1	Block bricks, construction and acceptance	TCVN 4085-1985	
2	Specification for construction and acceptance of culverts and bridges	22TCN 266-2000 ✓	
3	Specification for testing CBR for crush stones and sand in lab	22 TCN 332-2006 ✓	
4	Specification for compaction of crushed stone and soil in lab	22 TCN 333-2006 ✓	
5	Specification construction and acceptance of crushed stone layers in highway pavement	22 TCN 334-2006 ✓	
6	Specification for checking compaction of embankment by priming funnel	22 TCN 346-2006	
7	Specification for measuring the smoothness of pavement by 3m ruler	22 TCN 16-1979 ✓	
8	Specification for checking and evaluating roughness by IRI	22 TCN 277-2001 ✓	
9	Specification for testing roughness of pavement by sand sprinkling	22 TCN 278-2001	
10	Painting traffic signals in liquidity on concrete cement pavement and asphalt pavement	22 TCN 282-285	
11	Specification for checking compaction of embankment in transport works	22 TCN 02-1971 and Decision 4313/2001/QĐ-BGTVT	
12	Construction soil - construction and acceptance specification	TCVN 4447-1987	
13	Specification for construction and acceptance of AC	22 TCN 249-1998	

	pavement	
14	Standard for construction and acceptance of bitumious surface pavement	22 TCN 271-2001 ✓
15	Concrete drainage pipe	TCXD VN 372:2006
16	Aggregates used for concrete and mortar	TCVN 7572:2006
17	Specification for taking samples of asphalt applying for road, airport	22 TCN 321-2006
18	Specification for testing AC	22 TCN 62-1984 ✓
19	Dense asphalt - technical requirements and testing method	22 TCN 279-2001
20	Specification for testing mineral powder used for ETN	22 TCN 58-1984 ✓
21	Bored piles - specification for construction and acceptance	TCXDVN 326-2004
22	Bored piles - sonic logging method to test the homogene of concrete	TCXDVN 358-2005
23	Portland cement - methods of determining physio-mechanical criteria	TCVN -4029-1985 TCVN-4030-2003 TCVN-4031-1985 TCVN-4032-1985 TCVN-6016-1995 TCVN-6017-1995
24	Portland cement - technical requirements	TCVN-2682-1999
25	Mixed Portland cement - technical requirements	TCVN-6260-1997 ✓
26	Aggregates for concrete and mortar - technical requirements	TCVN-7570-2006
27	Water for concrete and mortar - technical requirements	TCVN 4506 - 1987 ✓
28	Heavy concrete - method testing physio-mechanical criteria	TCVN 3105-3120:1993
29	Heavy concrete - Method of testing cylinder strength and elastic modulus of static compression	TCXD 171-1989 ✓
30	Heavy concrete - method of nondestructive sonic logging and rebound hammer to check the compressive strength	TCVN 2576-1993
31	Specification for construction and acceptance of PC beam	22 TCN 247-1998
32	Specification for construction and acceptance asphalt pavement using polime asphalt.	22 TCN 356-2006
33	Specification for construction and acceptance asphalt pavement with high roughness cover layer	22 TCN 345-2006
34	Temporary specification for construction and acceptance of super thin cover layer for roughness n	QD 3287/QD-BGTVT of 29 Oct 2008

	highway	
35	Finishing works - construction and acceptance	TCXD 305-2004
36	Mass concrete, specification of construction and acceptance	TCXDVN 305-2004
37	Bored pile - construction and acceptance requirements	TCXDVN 326-2004
38	Specification of construction and acceptance of wick drain in soft soil pavement	22TCN 236-1997
39	Specification for testing bridges	22TCN 170-1987
40	Specification of testing density by sand pouring	22TCN 13-1979
41	Specification of construction and acceptance of crushed stone layers	22TCN 252-1998
42	Technical requirements and testing method for polime asphalt	22TCN 319-2004
43	Acceptance of construction quality	TCXDVN 371-2006



BỘ GIAO THÔNG VẬN TẢI

CỘNG HÒA XÃ HỘI CHỦ NGHĨA VIỆT NAM  
Độc lập - Tự do - Hạnh phúc

Số: 362 /QĐ-BGTVT

Hà Nội, ngày 20 tháng 02 năm 2009

## QUYẾT ĐỊNH

Về việc phê duyệt danh mục tiêu chuẩn kỹ thuật áp dụng cho dự án đầu tư  
xây dựng đường cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi

### BỘ TRƯỞNG BỘ GIAO THÔNG VẬN TẢI

Căn cứ Luật chất lượng, sản phẩm hàng hoá số 05/2007/QH12 ngày 21/11/2007 của Quốc hội;

Căn cứ Nghị định số 51/2008/NĐ-CP ngày 22/4/2008 của Chính phủ quy định chức năng, nhiệm vụ, quyền hạn và cơ cấu tổ chức của Bộ Giao thông vận tải;

Căn cứ Nghị định số 209/2004/NĐ-CP ngày 16/12/2004 của Chính phủ về quản lý chất lượng công trình xây dựng và Nghị định số 49/2008/NĐ-CP ngày 18/4/2008 sửa đổi bổ sung một số điều của Nghị định số 209/2004/NĐ-CP;

Căn cứ Quyết định số 09/2005/QĐ-BXD ngày 7/4/2005 của Bộ trưởng Bộ Xây dựng về việc ban hành "Quy chế áp dụng tiêu chuẩn xây dựng nước ngoài trong hoạt động xây dựng ở Việt Nam" và Quyết định số 35/2006/QĐ-BXD ngày 22/11/2006 của Bộ trưởng Bộ Xây dựng về việc ban hành bổ sung một số nội dung của Quyết định số 09/2005/QĐ-BXD;

Căn cứ Quyết định số 25/2005/QĐ-BGTVT ngày 13/5/2005 của Bộ trưởng Bộ Giao thông vận tải về việc ban hành "Quy định về việc áp dụng tiêu chuẩn trong xây dựng công trình giao thông";

Căn cứ Quyết định số 3098/QĐ-BGTVT ngày 13/10/2008 của Bộ trưởng Bộ GTVT về việc giao nhiệm vụ cho Ban Quản lý dự án 85 là đơn vị thực hiện giai đoạn chuẩn bị dự án đầu tư xây dựng đường cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi ;

Xét đề nghị của Ban Quản lý dự án 85 tại Tờ trình số 1616/TT-BQL/CT ngày 18/12/2008 về việc đề nghị phê duyệt danh mục tiêu chuẩn áp dụng cho dự án đầu tư xây dựng đường cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi;

Theo đề nghị của Vụ trưởng Vụ Khoa học công nghệ,

## QUYẾT ĐỊNH:

### Điều 1.

1.1. Phê duyệt danh mục tiêu chuẩn kỹ thuật áp dụng cho dự án đầu tư xây dựng đường cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi (có danh mục tiêu chuẩn kèm theo).

1.2. Trong quá trình áp dụng các tiêu chuẩn này, các cơ quan, đơn vị áp dụng thấy có điều khoản nào của các tiêu chuẩn nói trên chưa phù hợp, cần điều chỉnh, bổ sung thì đề nghị bằng văn bản qua Ban Quản lý dự án 85 để tập hợp trình Bộ GTVT xem xét, giải quyết.

**DANH MỤC TIÊU CHUẨN KỸ THUẬT**  
**ÁP DỤNG CHO DỰ ÁN ĐẦU TƯ XÂY DỰNG ĐƯỜNG CAO TỐC**  
**ĐÀ NẴNG - QUẢNG NGÃI**

(Kèm theo Quyết định số: 362 /QĐ-BGTVT, ngày 20 tháng 2 năm 2009  
của Bộ trưởng Bộ GTVT)

TT	TÊN TIÊU CHUẨN	MÃ HIỆU
<b>I</b>	<b>ÁP DỤNG CHO CÔNG TÁC KHẢO SÁT</b>	
1	Quy phạm đo vẽ địa hình	96TCN 43-1990
2	Quy phạm đo vẽ bản đồ địa hình tỷ lệ 1:500; 1:1000; 1:2000; 1:5000; 1:10000; 1:25000.	96TCN 42-1990
3	Công tác trắc địa trong xây dựng công trình - Yêu cầu chung	TCXDVN 309-2004
4	Tiêu chuẩn kỹ thuật đo và xử lý số liệu GPS trong trắc địa công trình	TCXDVN 364-2006
5	Quy trình khoan thăm dò địa chất	22TCN 259-2000
6	Quy trình khảo sát địa chất công trình đường thủy	22TCN 260-2000
7	Quy trình khảo sát thiết kế nền đường ô tô đắp trên đất yếu	22TCN 262-2000
8	Quy trình khảo sát đường ô tô	22TCN 263-2000
9	Quy trình khảo sát địa chất công trình và thiết kế biện pháp ổn định nền đường vùng có hoạt động trượt, sụt lở	22TCN 171-1987
10	Quy trình thí nghiệm xuyên tĩnh (CPT và CPTU)	22TCN 317-2004
11	Quy trình thí nghiệm cắt cánh hiện trường	22TCN 355-2006
12	Đất xây dựng - phương pháp thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn	TCXD 226-1999
13	Đất xây dựng - thí nghiệm chỉ tiêu cơ lý	TCVN 4195-1995 TCVN 4202-1995
14	Khảo sát kỹ thuật phục vụ cho thiết kế và thi công móng cọc	20TCN 160-1987
15	Đất xây dựng - phương pháp lấy, bao gói, vận chuyển và bảo quản mẫu	TCXD 2683:1991
16	Quy trình kiểm định cầu trên đường ô tô - Yêu cầu kỹ thuật	22TCN 243-1998
17	Quy trình xác định mô đun đàn hồi chung của áo đường bằng cần đo độ võng Benkelman	22TCN 251-1998
18	Quy trình thí nghiệm và đánh giá cường độ nền đường và kết cấu mặt đường mềm của đường ô tô bằng thiết bị đo động FWD	22TCN 335-2006
19	Quy trình phân tích nước dùng trong công trình giao thông	22TCN 61-1984
20	Chỉ dẫn kỹ thuật công tác khảo sát địa chất công trình cho xây dựng trong vùng Karst	TCXDVN 366:2006
<b>II</b>	<b>ÁP DỤNG CHO CÔNG TÁC THIẾT KẾ</b>	
1	Đường ô tô cao tốc - Yêu cầu thiết kế	TCVN 5729:1997
2	Đường ô tô - Yêu cầu thiết kế	TCVN 4054:2005
3	Tiêu chuẩn thiết kế đường ô tô (thiết kế nút giao)	22TCN 273-2001

4	Quy trình thiết kế xử lý đất yếu bằng bấc thấm trong xây dựng nền đường	22TCN 244-1998
5	Vải địa kỹ thuật trong xây dựng nền đường đắp trên đất yếu	22TCN 248-1998*
6	Áo đường mềm - Các yêu cầu và chỉ dẫn thiết kế	22TCN 211-2006
7	Quy trình khảo sát thiết kế áo đường cứng	22TCN 223-1995
8	Tiêu chuẩn thiết kế cầu	22TCN 272-2005
9	Quy trình thiết kế cầu cống theo trạng thái giới hạn (áp dụng cho thiết kế cống và các công trình phụ trợ)	22TCN 18-1979
10	Móng cọc - Tiêu chuẩn thiết kế	TCXD 205:1998
11	Neo bê tông dự ứng lực T13; T15 & D13; D15	22TCN 267-2000
12	Gối cầu cao su cốt bản thép	AASHTO M251-06- UL ASTM D4014-03 (2007)
13	Tiêu chuẩn khe co giãn	AASHTO M297-96 AASHTO M183-96
14	Quy trình thiết kế công trình và thiết bị phụ trợ thi công cầu	22TCN 200-1989
15	Tính toán các đặc trưng dòng chảy lũ	22TCN 220-1995
16	Công trình giao thông trong vùng có động đất - Tiêu chuẩn thiết kế	22TCN 221-1995
17	Điều lệ báo hiệu đường bộ	22TCN 237- 2001*
18	Biển chỉ dẫn trên đường cao tốc	22TCN 331-2005*
19	Thoát nước mạng lưới bên ngoài và công trình - Tiêu chuẩn thiết kế	22TCN 51-1984
20	Tiêu chuẩn thiết kế chiếu sáng nhân tạo đường, đường phố quảng trường đô thị	TCXDVN 259: 2001
21	Chiếu sáng nhân tạo bên ngoài các công trình công cộng và kỹ thuật hạ tầng đô thị - Tiêu chuẩn thiết kế	TCXDVN 333-2005
22	Quy trình đánh giá tác động môi trường khi lập dự án nghiên cứu khả thi và thiết kế công trình giao thông	22TCN 242-1998
23	Thiết kế công trình chịu động đất	TCXDVN 375:2006
24	Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép	TCXDVN 356:2005
<b>III ÁP DỤNG CHO CÔNG TÁC THI CÔNG VÀ NGHIỆM THU</b>		
1	Kết cấu gạch lát - Quy phạm thi công và nghiệm thu	TCVN 4085-1985
2	Quy phạm thi công và nghiệm thu cầu cống	22TCN 266-2000
3	Quy trình thí nghiệm xác định chỉ số CBR của đất, đá dăm trong phòng thí nghiệm	22TCN 332-2006
4	Quy trình đầm nén đất, đá dăm trong phòng thí nghiệm	22TCN 333-2006
5	Quy trình kỹ thuật thi công và nghiệm thu lớp cấp phối đá dăm trong kết cấu áo đường ô tô	22TCN 334-2006

6	Quy trình thí nghiệm xác định độ chặt nền, móng đường bằng phễu rót cát	22TCN 346-2006
7	Quy trình đo độ bằng phẳng của mặt đường bằng thước dài 3m	22TCN 16-1979
8	Tiêu chuẩn kiểm tra và đánh giá mặt đường theo chỉ số gồ ghề quốc tế IRI	22TCN 277-2001
9	Quy trình thí nghiệm xác định độ nhám mặt đường bằng phương pháp rắc cát	22TCN 278-2001
10	Son tín hiệu giao thông dạng lỏng trên mặt bê tông xi măng và bê tông nhựa	22TCN 282-285
11	Quy trình nghiệm thu độ chặt của nền đất trong ngành giao thông vận tải	22TCN 02-1971 và QĐ 4313/2001/QĐ-BGTVT
12	Đất xây dựng - Quy phạm thi công và nghiệm thu	TCVN 4447-1987
13	Quy trình công nghệ thi công và nghiệm thu mặt đường bê tông nhựa	22TCN 249-1998
14	Tiêu chuẩn thi công và nghiệm thu mặt đường láng nhựa	22TCN 271-2001
15	Ổng BTCT thoát nước	TCXDVN 372: 2006
16	Cốt liệu dùng cho bê tông và vữa	TCVN 7572 - 2006
17	Quy trình lấy mẫu vật liệu nhựa đường dùng cho đường bộ, sân bay và bến bãi	22TCN 231-1996
18	Quy trình thí nghiệm bê tông nhựa	22TCN 62-1984
19	Tiêu chuẩn nhựa đặc- Yêu cầu kỹ thuật và phương pháp thử	22TCN 279-2001
20	Quy trình thí nghiệm bột khoáng chất dùng cho BTN	22TCN 58-1984
21	Cọc khoan nhồi - Tiêu chuẩn thi công và nghiệm thu	TCXDVN 326-2004
22	Cọc khoan nhồi - Phương pháp xung siêu âm xác định tính đồng nhất của bê tông	TCXDVN 358:2005
23	Xi măng - Các phương pháp xác định chỉ tiêu cơ lý	TCVN 4029-198
		TCVN 4030: 2003
		TCVN 4031-1985
		TCVN 4032-1985
		TCVN 6016-1995
		TCVN 6017-1995
24	Xi măng pooc lăng - Yêu cầu kỹ thuật.	TCVN 2682:1999
25	Xi măng pooc lăng hỗn hợp - Yêu cầu kỹ thuật.	TCVN 6260:1997
26	Cốt liệu cho bê tông và vữa - Yêu cầu kỹ thuật	TCVN 7570:2006
27	Nước cho bê tông và vữa - Yêu cầu kỹ thuật	TCVN 4506:1987
28	Bê tông nặng - Các phương pháp xác định chỉ tiêu cơ lý	TCVN 3105 - TCVN 3120:1993

29	Bê tông nặng - Phương pháp không phá hoại sử dụng kết hợp máy dò siêu âm và súng bập nảy để xác định cường độ nén	TCXD 171:1989
30	Bê tông nặng - Phương pháp xác định cường độ lãg trụ và mô đun đàn hồi khi nén tĩnh	TCVN 5726:1993
31	Quy trình thi công và nghiệm thu dầm cầu BTCTDUL	22TCN 247-1998
32	Quy trình công nghệ thi công và nghiệm thu mặt đường BTN sử dụng nhựa đường Polime	22TCN 356-2006
33	Quy trình công nghệ thi công và nghiệm thu lớp phủ mỏng BTN có độ nhám cao	22TCN 345-2006
34	Quy định tạm thời về kỹ thuật thi công và nghiệm thu lớp phủ siêu mỏng tạo nhám trên đường ô tô	QĐ 3287/QĐ-BGTVT ngày 29/10/2008
35	Công tác hoàn thiện trong xây dựng. Thi công và nghiệm thu	TCXD 303-2006
36	Bê tông khối lớn - Quy phạm thi công và nghiệm thu	TCXDVN 305-2004
37	Cọc khoan nhồi - Yêu cầu thi công và nghiệm thu	TCXDVN 326-2004
38	Quy trình kỹ thuật thi công và nghiệm thu bắc thăm trong xây dựng nền đường trên đất yếu	22TCN 236-1997
39	Quy trình thử nghiệm cầu	22TCN 170-1987
40	Quy trình kỹ thuật xác định dung trọng của đất bằng phương pháp rót cát	22TCN 13-1979
41	Quy trình thi công và nghiệm thu lớp cấp phối đá dăm trong kết cấu áo đường ôtô	22TCN 252-1998
42	Yêu cầu kỹ thuật và phương pháp thí nghiệm nhựa đường Polime	22TCN 319-2004
43	Nghiệm thu chất lượng thi công công trình xây dựng	TCXDVN 371-2006

Ghi chú: - (\*) Các tiêu chuẩn này sẽ thay đổi trong thời gian tới, lưu ý để cập nhật.

- Một số tiêu chuẩn được thể hiện ở một giai đoạn của bảng danh mục tiêu chuẩn trên nhưng có thể dùng chung cho cả giai đoạn khảo sát, thiết kế, thi công và nghiệm thu./.









***Appendix 2.2 : MOT's Approval (F/S)***



**MINISTRY OF TRANSPORT**

No.: 2656/QĐ-BGTVT

**SOCIALIST REPUBLIC OF VIETNAM**

**Independence – Freedom – Happiness**

Ha Noi, 10<sup>th</sup> September 2010

**DECISION**

**Ref: Approval on Investment of Da Nang-Quang Ngai Expressway Project**

**MINISTER OF MINISTRY OF TRANSPORT**

Pursuant to Decree of Government No. 51/2008/ND-CP dated 22<sup>th</sup> April, 2008 defining the functions, tasks, powers and organizational structure of the Ministry of Transport;

Pursuant to Decree of Government No. 12/2009/ND-CP dated 12<sup>th</sup> February 2009 on management of construction investment projects and Decree No. 83/2009/ND-CP dated 15<sup>th</sup> October 2009 on amending and supplementing a number of articles; Decree No. 112/2009/ND-CP dated 14<sup>th</sup> December 2009 on management of construction investment cost;

Pursuant to Decree of Government No. 131/2006/ND-CP dated 9<sup>th</sup> November 2006 promulgating the regulation on management and use of official development assistance (ODA);

Pursuant to Decision No. 1327/QĐ-TTg dated 24<sup>th</sup> August 2009 of the Prime Minister approving the master plan on development of Vietnam's road transportation up to 2020, with orientations toward 2030;

Pursuant to Decision No. 140/QĐ-TTg dated 21<sup>st</sup> January 2010 of the Prime Minister approving the detailed planning on the Eastern North-South expressway;

Pursuant to Letter No. 493/CP-CN dated 21<sup>st</sup> April 2003 of the Prime Minister approving the Pre-F/S Report for Da Nang-Quang Ngai Expressway;

Pursuant to Document No. 4684/VPCP-KTN dated 7<sup>th</sup> July 2010 of Government Office on the approval of the Prime Minister on investment of Da Nang – Quang Ngai Expressway project and assigning Ministry of Transport to implement;

Pursuant to Document No. 1665/TTg-CN dated 17<sup>th</sup> October 2006 of the Prime Minister on implementing land clearance and bomb removal for Transport Projects;

Pursuant to Decision No. 2378/QĐ-BTNMT dated 12<sup>th</sup> November 2008 of Ministry of Natural Resources and Environment approving the Environment Impact Evaluation Report of Da Nang – Quang Ngai Expressway;

Pursuant to Documents on opinion contribution of involving Ministries, Sectors and Localities for the Project: Ministry of Planning and Investment (Document No. 3528/BKH-KCHT dated 28<sup>th</sup> May 2010); Ministry of Finance (Document No. 7713/BTC-DT dated 15<sup>th</sup> June 2010); State Bank (Document No. 3897/NHNN-HTQT dated 26<sup>th</sup> May 2010); Da Nang People's Committee (Document No. 3058/UBND-QLDT dated 26<sup>th</sup> May 2010); Quang Nam People's Committee (Document No. 1732/UBND-KTN dated 31<sup>st</sup> May 2010); Quang Ngai People's Committee (Document No. 720/UBND-CNXD dated 26<sup>th</sup> March 2009); Command of Military zone no.5 (Document No. 1024/BTL-TC dated 30<sup>th</sup> June 2010);

Pursuant to Decision No. 134/QĐ-GTVT dated 14<sup>th</sup> January 2003 of Ministry of Transport on assigning task of preparing F/S report for Da Nang – Quang Ngai Expressway invested by BOT;

Pursuant to Decision No. 220/QĐ-BGTVT dated 22<sup>nd</sup> January 2010 of Ministry of Transport on assigning task of Investor for Da Nang – Quang Ngai Expressway Project;

Pursuant to Decision No. 362/QĐ-BGTVT dated 20<sup>th</sup> February 2009 of Ministry of Transport approving survey standard framework, preparing investment and design project for Da Nang – Quang Ngai Expressway Project;

Pursuant to Memorandum of Da Nang – Quang Ngai Expressway Project between the representative of Japan International Cooperation Agency (JICA) and representative of Vietnam Government signed on 1<sup>st</sup> September 2010;

Considering submitted letter No. 160/TTr-VEC dated 30 July 2010 and No. 384/TTr-VEC dated 7 September 2010 of Vietnam Expressway Corporation, accompanying with investment project document of Da Nang – Quang Ngai Expressway prepared by Transport Engineering Design Inc. (TEDI) in July 2010 and inspection report on consultant project of World Bank (CPCS) in June 2010;

According to suggestion of Director of Plan and Investment Department and inspection report No. 6188/BGTVT-KHDT dated 8 September 2010 and documents contributing opinions of Departments under Ministry of Transport,

### **HAS DECIDED**

**Article 1.** Approval on investment for construction project of Da Nang – Quang Ngai Expressway with the following contents:

1. Name of project: The Expressway Project of Da Nang – Quang Ngai
2. Investment owner: Vietnam Expressway Corporation (VEC)
3. Project Consultant: Transport Engineering Design Inc. (TEDI)
4. Project Manager: Engineer - Nguyen Trung Hong
5. Construction objectives:

Danang – Quang Ngai Expressway is a section of the North-South Expressway. It shall shorten the distance and time for transportation among economic centers, industrial zones of Danang, Quang Nam and Quang Ngai, as well as enable the investment opportunities to Central region, facilitating the formation and development of industrial zones (IZ) like Chu Lai open IZ, Dung Quat IZ, Tam Ky West region IZ (Quang Nam province), Quang Phu IZ, Pho Phong (Quang Ngai province), tourism, and ecological tourist areas along the coast. The project bears an important meaning to the development of Key economic center of Central Region, the connection and support in economic-social development, national security, living standard improvement for the country in general and the three provinces of Danang, Quang Ngai and Quang Nam in particular. Furthermore, international transportation among Laos-Cambodia-Vietnam and East-West economic corridor to the Vietnam Central seaport have also been connected. Thorough traffic as well as emergency aid to the population in flooding area are additional benefit from such construction.

6. Construction Place: In area of three provinces – Da Nang, Quang Nam and Quang Ngai

7. Content and scope of construction investment:

- 7.1 Project scope: The total length of 139.52 km including,

- *Expressway*: ~131.5km
- *Linking road to 1A National Highway*: ~8.02km

- 7.2 Alignment:

- *Expressway*: It starts at the beginning point (Km 0 – project station) in Tuy Loan town, Hoa Vang rural district, Danang city, entirely to the west of 1A National Highway and Thong Nhat railway, crossing Tuy Loan and Yen rivers, avoiding Dien Tien – Dien Ban IZ and Bo Bo mountain, crossing Thu Bon river at the upstream of Ky Lam bridge on the Thong Nhat railway and then crossing Ba Ren river and the provincial road 610.

After crossing the intersection of My Son (Eo mountain), it goes straight to the intersecting point with provincial road 616, following the hills and to the west of Nui Thanh town, to the downstream of Ho May dam and then going in parallel to the west of Thong Nhat railway to the Dung Quat intersection.

From Dung Quat intersection, the route turns right, crossing Tra Bong river to the Binh Son intersection, then to the west of Tinh Tho and Tinh Ha communes, meeting provincial road 623, crossing Tra Khuc river, meeting provincial road 623B and then connecting to the planning ring road of Quang Ngai city (end point of Expressway Km 131+500 – Project station).

- *Linking road to 1A National Highway:* From the end point of the Expressway (Km 131+500), it shall follow the planning ring road of Quang Ngai city and connect to 1A National highway at Km1063+700 (end point of the project)

### 7.3 Major technical scope and standards:

#### \* Expressway:

- Design according to the Standard for Expressway TCVN 5729-1997: Motor expressway type A, design velocity of 120 km/h.
- Design frequency:  $p = 1\%$
- 4 lanes, center line is coincident with the one when 6 lanes are completed (establish the right of way for future upgrading to 6 lanes).
- Width: 26 meters; pavement width: 24.5 meters including 4 lanes x 3.75 meter + median strip 2 meters + emergency parking lane 2x3.0 meters + safety lane 2x0.75 meters.
- Minimum vertical summit curve radius:  $R = 12,000$  m; minimum vertical sag curve radius:  $R = 5,000$  m. Longitudinal gradient  $I_{max} = 4\%$ .

#### \* Linking road to 1A National Highway:

- Design according to Standard for grade III road in the delta TCVN 4054-2005
- Design velocity of 80 km/h.
- Design frequency  $p = 4\%$
- Width: 12 meters; pavement width: 11 meters including 2 lanes x 3.5 meter + hard shoulder 2x2.0 meters.
- Minimum vertical summit curve radius:  $R = 5,000$  m; minimum vertical sag curve radius:  $R = 3,000$  m. Longitudinal gradient  $I_{max} = 4\%$ .

#### \* Bridge:

- Design standard 22TCN272-05
- Scope: Permanent design by reinforced concrete and prestressing reinforced concrete.
- Design load: HL93, for people 0.003 Mpa.
- Deck width:
  - + Thruway bridges: width  $B=26$ m. Each bridge is applied separated structure, and composed with one inbound line and one outbound line. The width of each line is 12.5m and clearance between the two lines at center median is 1m.
  - + Flyovers: width  $B=9+22.5$ m in correlation with the alignment of local planning.
  - + Bridges in the linking road to 1A National Highway: width  $B=12$ m.
- Design frequency:  $p=1\%$  for thruway bridges and large bridges, medium size bridges in the linking road to 1A National Highway, and  $p=4\%$  for small bridges in the linking road to 1A National Highway.
- Clearance: for 4 large river bridges, it shall be as follows.
  - + Ky Lam bridge  $B \times H = (40 \times 6)$  m
  - + Chiem Son and Tra Bong bridges  $B \times H = (25 \times 3.5)$  m
  - + Tra Khuc bridge  $B \times H = (15 \times 2.5)$  m
  - + Remaining bridges are in small and medium size, used for rivers with or without floating trees according to standard 22TCN275-05.

- Earthquake intensity: class VII (according to MSK 64) – TCXDVN 375 : 2006.

#### \* Tunnel:

- Tunnel class III is designed according to standard for expressway TCVN 5729-1997 and design standard for roads and railway tunnels TCVN 4527:1998. Design velocity is 100km/h. Reference is made to some international standards as well.
- Tunnel shall be separated to two dimensions for one inbound line and one outbound line. Cross section includes 4 lanes (two lanes for each dimension); width of each dimension is 12.75m including 1.25m of sidewalk for maintenance; 2 lanes of 2x3.75 m, 1 lane for emergency parking with width of 3.25m and safety lane of 0.75m.

## 8. Construction plan:

### 8.1 Road:

- Expressway: ~131.5km. Pavement structure is asphalt concrete on the stabilized aggregate base course, elastic modulus  $E_{yc} \geq 200$  Mpa; hard shoulder structure is similar to the main pavement.
- Linking road to 1A National Highway: ~8.02km. Pavement structure is asphalt concrete on the stabilized aggregate base course, elastic modulus  $E_{yc} \geq 140$  Mpa

### 8.2 Bridge:

#### \* Large thruway bridges:

- There are 26 large thruway bridges comprising of 22 viaducts and culverts with total length (to end of wing wall) of 5142m and 4 large river bridges indicated below:
  - + Ky Lam bridge crossing Thu Bon river at Km17+700: length 962m, span diagram  $[4 \times 40 + (65 + 5 \times 100 + 65) + 4 \times 40]$ m.
  - + Chiem Son bridge crossing Ba Ren river at Km20+185: length 410m, prestressed span diagram  $[3 \times 33 + (55 + 90 + 55) + 3 \times 33]$ m.
  - + Tra Bong bridge crossing Tra Bong river at Km109+169.40: length 452m, span diagram  $(11 \times 40)$ m. Span structure of Super T beam.
  - + Tra Khuc bridge crossing Tra Khuc river at Km125 + 700: length 846m, span diagram  $(65 + 7 \times 100 + 65)$ m.
- In the linking road to 1A National Highway: 01 large bridge crossing Thong Nhat railway with estimated length of 492m, span diagram  $(10 \times 40)$ m.

Main span structure is made of prestressed reinforced concrete continuous box girder by balance cantilever method. Approach span shall use prestressed reinforced concrete single girder type I or Super T. Support is made of cast-in-situ reinforced concrete; foundation is cast-in-situ concrete pile, reinforced concrete driven pile or shallow foundation.

#### \* Large bridges in the linking road to 1A National Highway:

01 bridge crossing Thong Nhat railway with length of 492m, span diagram  $(12 \times 40)$  m, span structure of Super T beam. Support is cast-in-situ reinforced concrete; foundation is cast-in-situ concrete pile

#### \* Medium and small bridges:

- In the mainline of Expressway: 9 medium size bridges with total length of 479m and 63 small bridges with total length of 2736m.
- In the linking road to 1A National highway: 2 medium size bridges with total length of 84m and 01 small bridges with total length 33m.

Superstructure of the medium and small bridges is of the prestressed reinforced concrete beam type I, super T or beam-slab with the span length of 6–40m. Support is cast-in-situ reinforced concrete; foundation is cast-in-situ concrete pile, reinforced concrete driven pile or shallow foundation.

### 8.3 Tunnel

A tunnel is constructed at Km 22+656 passing Eo Mountain in Duy Son commune, Duy Xuyen rural district, Quang Nam province. Its length is expected to be 540m.

- Tunnel lining is cast-in-situ or precast reinforced concrete, erected according to NATM method
- There are ventilation system, communication system, safety system, lightning system, etc in the tunnel.

### 8.4 Interchanges and flyovers:

#### \* Interchanges:

There are total 9 interchanges in which:

- Full clover type interchange (beginning point) of Tuy Loan and 14B national Highway at Km 0+000.
- Others in trumpet shape, connecting to national highway and provincial roads including:

- + Interchange of My Son and DT610 at Km 20+200
- + Interchange of Ha Lam and 14E National Highway at Km 41+121
- + Interchange of Tam Ky and DT616 at Km 64+200
- + Interchange of Chu Lai and planning road connecting to Chu Lai IZ at Km 83+812
- + Interchange of Dung Quat and planning road connecting to Dung Quat IZ at Km 102+255
- + Interchange of Binh Son and Tra My – Tra Bong – Binh Long at Km 111+832
- + Interchange of North Quang Ngai and DT623 at Km 130+710
- + Interchange of Quang Ngai and planning ring road of Quang Ngai city which is also the ending point of the expressway. For the time being, this interchange shall be designed as an intersection and connect to 1A National Highway by terminal line. In latter stage when the expressway is continued from Quang Ngai, this intersection shall be transferred into connected interchange.

- Linking road to 1A National Highway: 5 intersections.

*\* Flyovers and bridges in the interchanges:*

There are total 28 flyovers and 2 bridges in the linking road to the interchange at the beginning of the expressway with width of  $B=9+22.5$  m which are in correlation with local planning.

In which:

- + 22 large flyovers with total length of 3488m.
- + 8 medium flyovers and bridges in the linking road to the interchange at the beginning of the expressway with total length of 388m.

Superstructure: prestressed reinforced concrete beam-slab with voids. Structure of support and foundation is the same as thruway bridges.

**8.5 Crossing structure with local roads:**

It is planned to build 106 underpasses made of reinforced concrete with  $B \times H = 5.0 \times 3.5$  m.

**8.6 Drainage system:**

Construction of reinforced concrete longitudinal, transverse drainage system and technical sewage system with around 211 drainage culverts for the expressways and 43 culverts in the linking road to 1A National Highway.

**8.7 Traffic safety system:**

Construction of complete traffic safety system and safety facilities according to the Road signaling Regulations - 22TCN 237-01 and TCVN 5729-97

**8.8 Service buildings and equipments.**

- Traffic management center: expected to have 01 center (of 5 hectares) at around Km0+950 in Da Nang city.
- Operation and Maintenance center: 01 center at around Km64+750 in Quang Nam province with area of around 01 hectare. It serves the management of operation and maintenance activities for the expressway and facilities.
- Service areas: expected to have 02 areas (one for each side of the road) at around Km69+600 with dimension of  $2 \times 3.7$  ha. They have the function as general business areas including workshop, petrol station, vehicle washing service...
- Parking areas: expected to have 04 areas (two for each side of the road) at around Km29+130 and Km98+800 with dimension of around  $4 \times 0.6$  ha.
- Toll plaza offices: Toll is collected in a close manner. Offices are located in all branches in or out the expressway. Each office shall consist of 01 automatic toll collection barrier/ETC and the remaining barriers of "single stop" way. There are two main toll plaza offices (expected at Km4+750 and Km129+600) and 7 sub offices at interchanges.
- Intelligent traffic system (ITS): Traffic management system: it shall include the telephone station, camera, car counting system, weather watch, electronic signs.

**8.9 Landscape and lighting system:**

- Landscape: Trees are grown in interchanges according to architectural landscape

- Lightning: Lights are located at interchanges, toll plaza offices, technical and service areas, large bridges with length > 500m.

9. Land clearance and Resettlement plan:

Scope of land clearance and compensation for toe of slope of embankment, top of slope of the cutting shall be 10m to each side to save space for upgrading to 6 lanes in the future.

Total area of permanent land occupation is around 963ha including 73ha of housing area, 438ha of agricultural land, 184ha of forestry land, and 268ha of others; Resettlement is planned to be concentrated and local.

10. Environmental impact assessment:

The Project shall pass through the area of Da Nang city, Quang nam and Quang Ngai province, so construction and utilization in the project do not enable the large impact on the natural and social environment of the three related provinces and city. Major impacts relate to the occupation of agricultural and forestry land. The project avoided most of the sensitive and reservation areas, cultural and historical relief (the environment impact assessment report was approved by the Ministry of Natural Resources and Environment in the Decision No. 2378/QĐ-BTNMT dated 12<sup>th</sup> November 2008 and is being investigated and added with some adjusted areas).

11. Construction class: Traffic work, special class.

12. Total investment: **27,968 billion VND** (equivalent to 1,472 billion USD with the exchange rate of 1 USD = 19,000 VND)

*(Twenty seven thousand nine hundred sixty eight billion dong)*

In which:

- Construction:	17,179 billion VND
- Equipment:	580 billion VND
- Project management:	68 billion VND
- Consultancy:	1,003 billion VND
- Others:	606 billion VND
- Land clearance and resettlement compensation:	1,074 billion VND
- Contingency:	3,927 billion VND
- VAT (10%):	1,943 billion VND
- Loan interest and financial fee:	1,588 billion VND

*(Detail in the annex)*

13. Fund structure:

The project fund comes from loan from World Bank (WB), Japan International Cooperation Agency (JICA) and counter-budget of the Vietnamese Government. It is structured as follows:

- International loan: 24,769 billion VND (around 1,304 million USD) used for construction and erection, equipments, management and operation, ITS, consultancy, loan interest and others..., in which:
  - + Loan from JICA: used for construction and erection, equipments for expressway section from Da Nang to Tam Ky, management and operation, ITS, supervisory consultancy cost, others, loan interest and financial fee during construction period and contingency
  - + Loan from WB: used for construction and erection - expressway section from Tam Ky to Quang Ngai; and the linking road to 1A National Highway, supervisory consultancy cost, others, loan interest and financial fee during construction period and contingency, technical design consultancy cost for the entire project
- Counter-budget of the Vietnamese Government: 3,199 billion VND (around 168 million USD) to pay the cost of project management, land clearance and resettlement, VAT...

14. Fund management mechanism:

- VEC is responsible for borrowing and paying the loan as in the document No. 4684/VPCP-KTN dated 7<sup>th</sup> July 2010 of the Government Office and document No. 695/BTC-QLN dated 13<sup>th</sup> August 2010 of the Ministry of Finance. To ensure the effectiveness and the capacity of



capital return of the project, VEC shall continue to work with sponsors and suggest financial plan to the Ministry of Transport, then the Ministry of Transport shall submit to the Government for consideration and decision.

- Toll collection and service utilization are implemented according to Decision No. 1202/QĐ-TTg dated 10<sup>th</sup> September 2007 of the Prime Minister of the Government

**Article 2. Organizations for implementation:**

- Professional management Ministry: Ministry of Transport
- Investment Owner: Vietnam Expressway Corporation bears the responsibility to manage, implement, operate, collect tolls and pay back the loan
- Manner of Project management: Vietnam Expressway Corporation makes consultancy contract for the project management with Project Management Units (PMU), as follows:
  - + PMU 85 is the Consultant for the project management with loan from JICA
  - + PMU 1 is the Consultant for the project management with loan from WB
- Method of bidder selection: International Open Bidding
- Land clearance: Land clearance is divided into 3 sub-projects implemented by People's Committees of Da Nang city, Quang Nam and Quang Ngai Provinces according to document No. 1665/TTg-CN dated 17<sup>th</sup> October 2006 by the Prime Minister.
- Schedule: commence at the end of 4<sup>th</sup> quarter/2011, completion: 2016.

**Article 3.** Heads of Plan and Investment Department, Finance Department, Transport Engineering Construction and Quality Management Bureau, Vietnam Expressway Corporation and other related units bear the responsibility to implement this Decision./.

**Receivers:**

- As Article 3;
- Prime Minister (b/c);
- Deputy Prime Minister (b/c);
- The Government Office;
- Ministry of Plan and Investment, Finance, Construction, Natural Resources and Environment; Agriculture and Rural Development, National Defence;
- The State Bank of Vietnam;
- The Central State Treasury;
- The People's Committee of Da Nang, Quang Nam, Quang Ngai;
- Vice Minister of Ministry of Transport;
- Filing VT, KHDT (10 copies)

MINISTER OF MINISTRY OF TRANSPORT

**Ho Nghia Dung**  
(Signed and sealed)

**ANNEX**  
**TOTAL INVESTMENT VALUE OF THE PROJECT OF DA NANG – QUANG NGAI EXPRESSWAY**  
(Together with Decision No.: 2656/QĐ-BGTVT dated 10<sup>th</sup> September 2010)

Item	Foreign funds (USD)	State budgets (VND)	Total (VND)
<b>A. CONSTRUCTION AND ERECTION</b>	<b>904,165,160</b>	-	<b>17,179,138,046,261</b>
Expressway	499,558,032	-	9,491,602,615,185
Bridges	359,626,307	-	6,832,899,824,506
Tunnels	20,687,724	-	393,066,748,389
Construction and erection for operation center, maintenance station, toll plaza	24,293,098	-	461,568,858,182
<b>B. EQUIPMENTS</b>	<b>30,503,046</b>	-	<b>579,557,866,655</b>
Equipments of operation and maintenance center	2,653,347	-	50,413,600,909
ITS	26,849,698	-	510,144,265,746
Laboratory and equipment rooms	1,000,000	-	19,000,000,000
<b>C. Cost of management, consultancy service and others</b>	<b>84,659,762</b>	<b>67,639,320,993</b>	<b>1,676,174,803,812</b>
Cost of management	-	67,639,320,993	67,639,320,993
Others	31,865,268	-	605,440,082,566
Cost of consultancy service	52,794,495	-	1,003,095,400,252
<b>D. Land clearance and Resettlement</b>	-	<b>1,073,741,689,682</b>	<b>1,073,741,689,682</b>
Da nang	-	104,808,945,544	104,808,945,544
Quang Nam	-	456,802,280,588	456,802,280,588
Quang Ngai	-	512,130,463,550	512,130,463,550
<b>E. Contingency cost</b>	<b>200,691,341</b>	<b>114,138,101,068</b>	<b>3,927,273,574,689</b>
Volume (A+B)	46,733,410	-	887,934,795,646
Price (A+B)	145,419,954	-	2,764,347,129,694
Compensation for land Acquisition (D)	-	107,374,168,968	107,374,168,968
Contingency cost for Management, Consultancy Service, others (C)	8,465,976	6,763,932,099	167,617,480,381
<b>F. Tax</b>	-	<b>1,943,487,071,673</b>	<b>1,943,487,071,673</b>
<b>G. Loan interest &amp; financial fee</b>	<b>83,592,500</b>	-	<b>1,588,257,500,000</b>
<b>Total (without VAT)</b>	<b>1,303,611,809</b>	<b>1,255,519,111,743</b>	<b>26,024,143,481,099</b>
<b>Total (with VAT)</b>	<b>1,303,611,809</b>	<b>3,199,006,183,415</b>	<b>27967,630,552,771</b>

**QUYẾT ĐỊNH**

**V/v: Phê duyệt đầu tư Dự án đường cao tốc Đà Nẵng – Quảng Ngãi**

**BỘ TRƯỞNG BỘ GIAO THÔNG VẬN TẢI**

Căn cứ Nghị định số 51/2008/NĐ-CP ngày 22/04/2008 của Chính phủ quy định chức năng, nhiệm vụ, quyền hạn và cơ cấu tổ chức Bộ Giao thông vận tải;

Căn cứ Nghị định của Chính phủ: số 12/2009/NĐ-CP ngày 12/02/2009 về quản lý dự án ĐTXD công trình và Nghị định sửa đổi, bổ sung số 83/2009/NĐ-CP ngày 15/10/2009; Nghị định số 112/2009/NĐ-CP ngày 14/12/2009 về Quản lý chi phí đầu tư xây dựng công trình;

Căn cứ Nghị định số 131/2006/NĐ-CP ngày 09/11/2006 của Chính phủ ban hành quy chế quản lý và sử dụng nguồn vốn hỗ trợ phát triển chính thức (ODA);

Căn cứ Quyết định số 1327/QĐ-TTg ngày 24/8/2009 của Thủ tướng Chính phủ về việc Quy hoạch phát triển giao thông đường bộ Việt Nam đến năm 2020 và định hướng đến năm 2030;

Căn cứ Quyết định số 140/QĐ-TTg ngày 21/01/2010 của Thủ tướng Chính phủ phê duyệt Quy hoạch chi tiết đường bộ cao tốc Bắc Nam phía Đông;

Căn cứ Văn bản số 493/CP-CN ngày 21/4/2003 của Thủ tướng Chính phủ thông qua Báo cáo nghiên cứu TKT đường cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi;

Căn cứ Văn bản số 4684/VPCP-KTN ngày 7/7/2010 của Văn phòng Chính phủ về việc Thủ tướng Chính phủ cho phép đầu tư Dự án đường cao tốc Đà Nẵng – Quảng Ngãi và giao cho Bộ GTVT phê duyệt;

Căn cứ Văn bản số 1665/TTg-CN ngày 17/10/2006 của Thủ tướng Chính phủ về thực hiện công tác giải phóng mặt bằng và rà phá bom mìn, vật nổ phục vụ các dự án giao thông;

Căn cứ Quyết định số 2378/QĐ-BTNMT ngày 12/11/2008 của Bộ Tài nguyên & Môi trường phê duyệt Báo cáo đánh giá tác động môi trường dự án đường cao tốc Đà Nẵng – Quảng Ngãi;

Căn cứ các văn bản tham gia đóng góp ý kiến cho dự án của các Bộ, ngành và các địa phương có dự án đi qua: Bộ Kế hoạch và Đầu tư (Văn bản số 3528/BKH-KCHT ngày 28/5/2010); Bộ Tài chính (Văn bản số 7713/BTC-ĐT ngày 15/6/2010); Ngân hàng Nhà nước (Văn bản số 3897/NHNN-HTQT ngày 26/5/2010); UBND thành phố Đà Nẵng (Văn bản số 3058/UBND-QLĐT ngày 26/5/2010); UBND tỉnh Quảng Nam (Văn bản số 1732/UBND-KTN ngày 31/5/2010); UBND tỉnh Quảng Ngãi (Văn bản số 720/UBND-CNXD ngày 26/3/2009) và Bộ Tư lệnh Quân khu 5 (Văn bản số 1024/BTL-TC ngày 30/6/2010);

Căn cứ Quyết định số 134/QĐ-GTVT ngày 14/1/2003 của Bộ GTVT và giao nhiệm vụ lập Báo cáo NCKT đường cao tốc Đà Nẵng – Quảng Ngãi đầu tư theo hình thức BOT;

Căn cứ Quyết định số 220/QĐ-BGTVT ngày 22/01/2010 của Bộ GTVT v/v giao nhiệm vụ Chủ đầu tư Dự án đường cao tốc Đà Nẵng – Quảng Ngãi;

Căn cứ Quyết định số 362/QĐ-BGTVT ngày 20/02/2009 của Bộ GTVT phê duyệt khung tiêu chuẩn khảo sát, lập dự án đầu tư và thiết kế cho dự án đường cao tốc Đà Nẵng – Quảng Ngãi;

Căn cứ Biên bản ghi nhớ về dự án đường cao tốc Đà Nẵng – Quảng Ngãi giữa đại diện cơ quan Hợp tác Quốc tế Nhật Bản (JICA) và đại diện Chính phủ Việt Nam được ký kết ngày 01/9/2010;

Xét tờ trình số 160/TTr-VEC ngày 30/7/2010 và số 384/TTr-VEC ngày 07/9/2010 của Tổng công ty phát triển đường cao tốc VN, kèm theo hồ sơ dự án đầu tư Đường cao tốc Đà Nẵng – Quảng Ngãi do Tổng công ty TVTK GTVT (TEDI) lập tháng 07/2010 và báo cáo thẩm tra dự án Tư vấn của Ngân hàng Thế giới (CPCS) thực hiện 6/2010;

Theo đề nghị của Ông Vụ trưởng Vụ Kế hoạch đầu tư, kèm theo báo cáo thẩm định số 6188/BGTVT-KHĐT ngày 08/9/2010 và các văn bản tham gia ý kiến của các Vụ, Cục trong Bộ GTVT,

#### **QUYẾT ĐỊNH:**

**Điều 1.** Phê duyệt đầu tư Dự án xây dựng đường cao tốc Đà Nẵng – Quảng Ngãi với các nội dung sau:

1. Tên dự án: Dự án đường cao tốc Đà Nẵng – Quảng Ngãi.
2. Chủ đầu tư: Tổng công ty Đầu tư phát triển đường cao tốc Việt Nam (VEC).
3. Tổ chức Tư vấn lập dự án: Tổng công ty Tư vấn thiết kế GTVT (TEDI).
4. Chủ nhiệm lập dự án: Kỹ sư Nguyễn Trung Hồng.
5. Mục tiêu đầu tư xây dựng dự án:

Đường cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi là một phần của tuyến đường bộ cao tốc Bắc- Nam. Sau khi hoàn thành, tuyến cao tốc sẽ rút ngắn khoảng cách và thời gian đi lại giữa các trung tâm kinh tế, các khu công nghiệp của Đà Nẵng, Quảng Nam và Quảng Ngãi, đồng thời mở ra cơ hội đầu tư vào khu vực miền Trung, tạo điều kiện thúc đẩy nhanh sự hình thành và phát triển các khu công nghiệp, du lịch dọc tuyến, các khu du lịch sinh thái dọc ven biển của khu vực như khu công nghiệp Liên Chiểu, Hòa Khánh, Đà Nẵng (T.P Đà Nẵng), khu kinh tế mở Chu Lai, khu công nghiệp Dung Quất, khu công nghiệp phía Tây thành phố Tam Kỳ (tỉnh Quảng Nam), khu công nghiệp Quảng Phú, Phổ Phong (tỉnh Quảng Ngãi). Dự án có ý nghĩa quan trọng nhằm thúc đẩy sự phát triển của Vùng kinh tế trọng điểm miền Trung, liên kết, hỗ trợ phát triển kinh tế - xã hội, an ninh quốc phòng, nâng cao đời sống nhân dân của cả nước nói chung và các tỉnh/thành phố Đà Nẵng, Quảng Nam và Quảng Ngãi nói riêng. Tuyến đường dự kiến cũng góp phần kết nối vận chuyển quốc tế của tam giác kinh tế (CHDCND Lào - Campuchia - Việt Nam) qua hành lang kinh tế Đông Tây đến các cảng

biên Miền Trung Việt Nam. Ngoài ra, tuyến đường cũng góp phần quan trọng cho việc đảm bảo giao thông thông suốt, cứu trợ khẩn cấp cho nhân dân trong khu vực vốn thường xuyên bị ngập lụt nặng nề trong mùa mưa lũ.

6. Địa điểm xây dựng: Thuộc địa bàn TP. Đà Nẵng, tỉnh Quảng Nam và tỉnh Quảng Ngãi.

7. Nội dung và quy mô đầu tư xây dựng:

7.1. Phạm vi dự án: Toàn bộ tuyến dài 139,52 km, trong đó bao gồm,

- *Tuyến cao tốc*: có chiều dài khoảng 131,5 km.

- *Đoạn nối tuyến cao tốc với QL1A*: có chiều dài khoảng 8,02 km.

7.2. Hướng tuyến:

- *Tuyến cao tốc*: Từ Điểm đầu tuyến (Km 0 – Lý trình dự án) tại thị trấn Túy Loan, huyện Hòa Vang, thành phố Đà Nẵng, tuyến đi hoàn toàn phía Tây QL1A và đường sắt Thống Nhất, vượt sông Túy Loan và sông Yên, tránh Khu công nghiệp Điện Tiến - Điện Bàn và núi Bồ Bồ, tuyến vượt qua sông Thu Bồn tại vị trí phía thượng lưu của cầu Kỳ Lam trên đường sắt Thống Nhất rồi vượt sông Bà Rén và Đường tỉnh 610.

Sau khi qua nút giao Mỹ Sơn tuyến qua núi Eo, sau đó đi thẳng đến vị trí giao cắt với Đường tỉnh 616, men theo các dãy đồi và đi về phía Tây thị trấn Núi Thành, đi hạ lưu đập Hồ Mây rồi đi song song về phía Tây đường sắt Thống Nhất đến nút giao Dung Quất.

Từ nút giao Dung Quất tuyến rẽ phải, vượt sông Trà Bồng đến nút giao Bình Sơn rồi đi về khu vực phía Tây của các xã Tịnh Thọ, Tịnh Hà, giao Đường tỉnh 623, sau đó vượt sông Trà Khúc, giao với Đường tỉnh 623B rồi nối vào đường vành đai quy hoạch của thành phố Quảng Ngãi (Điểm kết thúc cao tốc Km 131+500 - Lý trình dự án).

- *Đoạn nối tuyến cao tốc với QL1A*: Từ điểm kết thúc của tuyến cao tốc (Km 131+500), tuyến đi theo hướng vành đai quy hoạch của thành phố Quảng Ngãi và nối vào Quốc lộ 1A - Km1063+700 (Điểm cuối của dự án).

7.3. Quy mô và tiêu chuẩn kỹ thuật chủ yếu:

\* *Phần đường cao tốc*:

- Thiết kế theo Tiêu chuẩn đường cao tốc TCVN 5729-1997: - Đường ô tô cao tốc loại A, vận tốc thiết kế 120 km/h.

- Tần suất thiết kế:  $p = 1\%$ .

- Đầu tư xây dựng với quy mô 4 làn xe, tim tuyến trùng với tim tuyến giai đoạn hoàn chỉnh quy mô 6 làn xe (dành quỹ đất bằng cách cắm chỉ giới để tương lai nâng cấp lên 6 làn xe).

- Chiều rộng nền đường 26 m, mặt đường rộng  $B_{mặt} = 24,5m$  bao gồm: 4 làn xe  $\times 3,75 m$  + Dải phân cách giữa 2m + Dải dừng xe khẩn cấp  $2 \times 3,0m$  + Dải an toàn  $2 \times 0,75m$ .

- Bán kính đường cong đứng lồi tối thiểu:  $R = 12000m$ , Bán kính đường cong đứng lõm tối thiểu:  $R = 5000m$ . Độ dốc dọc  $I_{max} = 4\%$ .

\* *Đường nối với QL1A*:

- Thiết kế theo Tiêu chuẩn đường cấp III đồng bằng TCVN 4054-2005.

- Vận tốc thiết kế 80 km/h.
- Tần suất thiết kế  $p=4\%$ .
- Chiều rộng nền đường 12 m, mặt đường rộng  $B_{mặt} = 11$  m bao gồm: 2 làn xe 3,5 m + Lề gia cố 2x2,0 m.
- Bán kính đường cong đứng lồi tối thiểu:  $R = 5000$  m, Bán kính đường cong đứng lõm tối thiểu:  $R = 3000$  m. Độ dốc dọc  $I_{max} = 4\%$ .

*\* Phần cầu:*

- Tiêu chuẩn thiết kế: 22 TCN 272-05.
- Qui mô: Thiết kế vĩnh cửu bằng BTCT và BTC DUL.
- Tải trọng thiết kế: HL93, người đi 0,003 Mpa.
- Bề rộng mặt cầu:
  - + Các cầu chính tuyến: bề rộng  $B = 26$  m. Mỗi cầu xây dựng thành 2 đơn nguyên cách nhau 1 m, chiều rộng mỗi đơn nguyên là 12,5 m.
  - + Các cầu vượt ngang cao tốc: bề rộng cầu  $B = 9 + 22,5$  m phù hợp với các tuyến theo qui hoạch của địa phương.
  - + Cầu thuộc đoạn tuyến nối với QL 1A: bề rộng  $B = 12$  m.
- Tần suất thiết kế:  $p = 1\%$  cho các cầu chính tuyến cao tốc và cầu lớn, cầu trung thuộc tuyến nối với QL1A,  $p = 4\%$  cho cầu nhỏ trên tuyến nối với QL 1A.
- Khổ thông thuyền: đối với 4 cầu lớn vượt sông có yêu cầu thông thuyền:
  - + Cầu Kỳ Lam  $B \times H = (40 \times 6)$  m
  - + Cầu Chiêm Sơn và cầu Trà Bồng  $B \times H = (25 \times 3,5)$  m
  - + Cầu Trà Khúc  $B \times H = (15 \times 2,5)$  m
  - + Các cầu vượt kênh, mương còn lại là các cầu nhỏ và trung áp dụng cho các sông có cây trôi và không có cây trôi theo tiêu chuẩn 22 TCN 275 - 05.
- Cấp động đất: cấp VII (theo hệ MSK 64) - TCXDVN 375: 2006.

*\* Công trình hầm:*

- Hầm cấp III được thiết kế theo tiêu chuẩn đường cao tốc TCVN 5729-1997 và tiêu chuẩn thiết kế đường và hầm đường sắt TCVN 4527:1998. Tốc độ thiết kế 100 km/h. Có tham khảo một số tiêu chuẩn nước ngoài.
- Hầm được thiết kế thành 02 hầm với chiều đi và về riêng biệt. Mặt cắt ngang 4 làn xe chạy (2 làn mỗi hầm), chiều rộng một hầm 12,75 m bao gồm 1,25 m lề dừng để duy tu bảo dưỡng, 02 làn xe chạy 2x3,75 m, 01 làn dừng xe khẩn cấp rộng 3,25 m và dải an toàn rộng 0,75 m.

## 8. Phương án xây dựng:

### 8.1. Phần đường:

- Tuyến cao tốc: Xây dựng khoảng 131,5 km, kết cấu mặt đường bằng bê tông nhựa trên móng cấp phối đá dăm, mô đun đàn hồi  $E_{yc} \geq 200$  Mpa, kết cấu gia cố lề tương tự như mặt đường chính.
- Tuyến đường nối với QL1A dài khoảng 8,02 km, kết cấu mặt đường bằng bê tông nhựa trên móng cấp phối đá dăm, mô đun đàn hồi  $E_{yc} \geq 140$  Mpa.

### 8.2. Phần cầu:

#### \* Cầu lớn tuyến cao tốc:

- Trên tuyến cao tốc có 26 cầu lớn trong đó: 22 cầu lớn là các cầu cạn và thoát nước với tổng chiều dài (tính đến đuiot mố) là: 5142 m và 4 cầu lớn vượt sông là:

+ Cầu Kỳ Lam vượt sông Thu Bồn tại Km17+700: Chiều dài cầu 962m; Sơ đồ nhịp  $[4 \times 40 + (65 + 5 \times 100 + 65) + 4 \times 40]$ m.

+ Cầu Chiêm Sơn vượt sông Bà Rén tại Km20+185: Chiều dài 410 m; Sơ đồ nhịp DUL  $[3 \times 33 + (55 + 90 + 55) + 3 \times 33]$ m.

+ Cầu Trà Bồng vượt sông Trà Bồng tại Km109+169,40: Chiều dài cầu 452 m; Sơ đồ nhịp  $(11 \times 40)$ m. Kết cấu nhịp dùng dầm Super T;

+ Cầu Trà Khúc vượt sông Trà Khúc tại Km125+700: Chiều dài cầu 846m; Sơ đồ nhịp  $(65 + 7 \times 100 + 65)$ m.

- Trên tuyến nối với QL 1A: 01 cầu lớn vượt đường sắt thống nhất chiều dài cầu dự kiến 492 m, sơ đồ nhịp  $(10 \times 40)$ m.

Kết cấu nhịp chính dùng dầm liên tục BTCT DUL đúc hẫng cân bằng, các nhịp dẫn dùng dầm giản đơn BTCT DUL dạng I hoặc Super T. Mố trụ bằng BTCT đổ tại chỗ, móng dùng cọc khoan nhồi, cọc đóng BTCT hoặc móng nông.

#### \* Cầu lớn tuyến nối với QL 1A:

01 cầu vượt đường sắt Thống nhất chiều dài 492 m, sơ đồ nhịp  $(12 \times 40)$ m. Kết cấu nhịp các nhịp dầm Super T. Mố trụ bằng BTCT đổ tại chỗ, móng dùng cọc khoan nhồi.

#### \* Cầu trung và cầu nhỏ:

- Trên chính tuyến cao tốc bố trí: 9 cầu trung với chiều dài 479 m và 63 cầu nhỏ với chiều dài: 2736 m.

- Trên tuyến nối với QL 1A bố trí: 2 cầu trung với chiều dài 84 m và 1 cầu nhỏ với chiều dài 33 m.

Kết cấu phần trên của các cầu trung và nhỏ dùng dầm BTCT DUL dạng I, Super T hoặc dầm bản, có chiều dài nhịp từ 6 đến 40 m. Mố trụ bằng BTCT đổ tại chỗ, móng dùng cọc khoan nhồi, cọc đóng BTCT hoặc móng nông.

### 8.3. Phần hầm:

Tại Km 22+656 xây dựng hầm qua núi Eo thuộc địa phận xã Duy Sơn, huyện Duy Xuyên, tỉnh Quảng Nam. Chiều dài hầm dự kiến 540 m.

- Vò hầm là bê tông cốt thép đổ tại chỗ hoặc lắp ghép, thi công theo phương pháp NATM.

- Trong hầm bố trí đầy đủ các hệ thống thông gió, hệ thống thông tin tín hiệu, hệ thống phục vụ an toàn khai thác, chiếu sáng....

### 8.4. Nút giao và cầu vượt ngang cao tốc:

#### \* Nút giao:

Toàn tuyến cao tốc có 09 nút giao, trong đó:-

- Nút giao Túy Loan (đầu tuyến) giao với QL 14B tại Km 0+000 có dạng hoa thị hoàn chỉnh.

- Các nút giao khác có dạng trumpet, liên thông với các đường quốc lộ, tỉnh lộ, bao gồm:

- + Nút giao Mỹ Sơn giao với ĐT610 tại Km 20+200.
- + Nút giao Hà Lam giao với QL14E tại Km41+121.
- + Nút giao Tam Kỳ giao với ĐT616 tại Km64+200.
- + Nút giao Chu Lai giao với đường quy hoạch nối với KCN Chu Lai tại Km83+812.
- + Nút giao Dung Quất giao với đường quy hoạch nối với KCN Dung Quất tại Km102+255.
- + Nút giao Bình Sơn giao với đường Trà My - Trà Bồng - Bình Long tại Km111+832.

+ Nút giao Bắc Quảng Ngãi giao với ĐT623 tại Km130+710.

+ Nút giao Quảng Ngãi giao với đường vành đai quy hoạch của thành phố Quảng Ngãi, đây cũng là điểm kết thúc của tuyến cao tốc. Giai đoạn trước mắt thiết kế nút giao này cùng mức và kết nối với QL1A bằng tuyến nối. Giai đoạn sau khi xây dựng tiếp tuyến cao tốc từ Quảng Ngãi thì nút giao này sẽ được xây dựng thành nút giao khác mức liên thông.

- Tuyến nối với QL1A: 5 nút giao cùng mức.

*\* Cầu vượt ngang cao tốc và trong nút giao:*

Trên toàn tuyến bố trí 28 cầu vượt ngang đường cao tốc và 2 cầu nằm trong đường nối vào nút giao đầu tuyến có bề rộng cầu  $B=9+22,5$  m phù hợp với các qui hoạch của địa phương:

Trong đó có:

- + 22 cầu lớn vượt ngang cao tốc với tổng chiều dài 3488 m.
- + 8 cầu trung vượt ngang cao tốc và cầu nằm trong đường nối vào nút giao đầu tuyến với chiều dài: 388 m.

Kết cấu phần trên: dầm bản BT DUL lỗ rỗng. Kết cấu mô trụ và móng tương tự như các cầu trên chính tuyến.

#### 8.5. Giao cắt đường dân sinh:

Toàn bộ tuyến cao tốc dự kiến xây dựng 106 cống chui dân sinh bằng bê tông cốt thép có  $B \times H = 5,0 \times 3,5$  m.

#### 8.6. Hệ thống thoát nước:

Xây dựng hệ thống thoát nước dọc, thoát nước ngang và hệ thống cống kỹ thuật bằng BTCT với khoảng 211 cống thoát nước cho tuyến cao tốc và 43 cống trên tuyến nối với QL1A.

#### 8.7. Công trình phòng hộ an toàn giao thông:

Xây dựng hoàn chỉnh hệ thống an toàn giao thông và công trình phòng hộ theo Điều lệ báo hiệu đường bộ 22 TCN 237-01 và TCVN 5729-97.

#### 8.8. Các công trình, thiết bị phục vụ khai thác:

- Trung tâm điều hành giao thông: 01 trung tâm dự kiến rộng 5ha tại khoảng Km0+950 thuộc địa phận TP. Đà Nẵng.



- Trung tâm vận hành và duy tu bảo dưỡng: xây dựng 01 trung tâm tại khoảng Km64+750 thuộc địa phận tỉnh Quảng Nam, diện tích khoảng 01 ha. Với chức năng quản lý các hoạt động về duy tu, bảo dưỡng và sửa chữa cục bộ kịp thời đường cao tốc và trang thiết bị dọc tuyến.

- Trạm dịch vụ nghỉ ngơi: Dự kiến xây dựng 02 trạm (mỗi bên 01 trạm) tại khoảng Km69+600, diện tích khoảng 2x3,7ha. Chức năng của trạm kinh doanh tổng hợp, như trạm sửa chữa bảo dưỡng, trạm xăng dầu, khu rửa xe...

- Trạm dừng xe: Dự kiến xây dựng 4 trạm hai bên tuyến (mỗi bên 02 trạm tại vị trí khoảng Km29+130 và Km98+800, diện tích khoảng 4x 0,6ha.

- Trạm thu phí: Thu phí theo hình thức khép kín. Trạm thu phí được bố trí tại tất cả các nhánh ra vào đường cao tốc. Mỗi trạm thu phí có 01 cửa thu phí tự động/ETC, các cửa còn lại thu phí theo hình thức "1 dừng". Xây dựng 02 trạm thu phí chính (dự kiến Km4+750 và Km129+600) và 7 trạm phụ tại các nhánh của các nút giao liên thông.

- Hệ thống giao thông thông minh (ITS): Hệ thống quản lý giao thông: trạm điện thoại, camera, hệ thống đếm xe, theo dõi khí tượng, biển báo điện tử.

#### 8.9. Hệ thống cảnh quan, chiếu sáng

- Cảnh quan: Các vị trí nút giao được trồng cây theo cảnh quan kiến trúc.

- Chiếu sáng: Chiếu sáng được bố trí tại các vị trí nút giao liên thông, các trạm thu phí, trạm kỹ thuật, dịch vụ trên tuyến, các cầu lớn có chiều dài > 500m.

#### 9. Phương án giải phóng mặt bằng và tái định cư:

Phạm vi đền bù, GPMB chân ta luy nền đắp, đỉnh ta luy nền đào về mỗi phía 10m để dự trữ cho việc mở rộng thành 06 làn trong tương lai.

Tổng diện tích chiếm dụng đất vĩnh viễn khoảng 963 ha gồm: đất ở khoảng 73 ha, đất nông nghiệp khoảng 438 ha, đất lâm nghiệp khoảng 184 ha, các loại đất khác khoảng 268 ha; Bố trí tái định cư tập trung và tại chỗ.

#### 10. Đánh giá tác động môi trường:

Dự án đi qua khu vực thành phố Đà Nẵng, tỉnh Quảng Nam và tỉnh Quảng Ngãi, quá trình xây dựng và khai thác không gây ảnh hưởng lớn đến môi trường tự nhiên, xã hội và ảnh hưởng ở mức khắc phục được. Các tác động chủ yếu là: việc chiếm dụng đất nông nghiệp và lâm nghiệp, dự án tránh hầu hết các khu vực nhạy cảm, khu bảo tồn, di tích văn hóa, lịch sử (Báo cáo ĐTM đã được Bộ Tài nguyên & Môi trường phê duyệt tại QĐ số 2378/QĐ-BTNMT ngày 12/11/2008 và đang thẩm định, phê duyệt bổ sung một số đoạn tuyến được nắn chỉnh).

#### 11. Loại cấp công trình: Loại công trình giao thông, cấp đặc biệt.

#### 12. Tổng mức đầu tư: 27. 968 tỷ đồng (tương đương 1.472 triệu USD theo tỷ giá 1USD = 19.000VNĐ).

(Hai mươi bảy ngàn, chín trăm sáu mươi tám tỷ đồng)

Trong đó:

- Chi phí xây dựng:	17.179 tỷ đồng
- Chi phí thiết bị:	580 tỷ đồng
- Chi phí quản lý dự án :	68 tỷ đồng
- Chi phí tư vấn:	1.003 tỷ đồng
- Chi phí khác:	606 tỷ đồng
- Chi phí đền bù GPMB&TĐC:	1.074 tỷ đồng
- Dự phòng khối lượng và trượt giá:	3.927 tỷ đồng
- Thuế VAT (10%):	1.943 tỷ đồng
- Lãi vay và các loại phí tài chính :	1.588 tỷ đồng

( Có phụ lục chi tiết kèm theo)

### 13. Cơ cấu nguồn vốn:

Dự án sử dụng nguồn vốn vay nước ngoài của Ngân hàng Thế giới (WB) và Cơ quan Hợp tác quốc tế Nhật Bản (JICA) và nguồn vốn đối ứng từ Chính phủ Việt Nam. Cơ cấu nguồn vốn như sau:

- Nguồn vốn vay nước ngoài: 24.769 tỷ đồng (tương đương 1.304 triệu USD) đầu tư cho các hạng mục xây lắp, thiết bị, các hạng mục khai thác quản lý, hệ thống giao thông thông minh ITS, chi phí tư vấn, chi phí khác và lãi vay trong thời gian xây dựng ...., trong đó:

+ Vốn vay Cơ quan Hợp tác quốc tế Nhật Bản: dùng cho các hạng mục xây lắp, thiết bị thuộc đoạn tuyến cao tốc từ Đà Nẵng đến Tam Kỳ, các hạng mục khai thác quản lý, hệ thống ITS cho toàn tuyến, chi phí Tư vấn giám sát, chi phí khác, lãi vay, phí tài chính trong thời gian xây dựng và dự phòng.

+ Vốn vay Ngân hàng Thế giới: tài trợ cho các hạng mục xây lắp thuộc đoạn tuyến cao tốc từ Tam Kỳ đến Quảng Ngãi và đoạn nối cuối tuyến cao tốc với Quốc lộ 1A, chi phí Tư vấn giám sát, chi phí khác, lãi vay, phí tài chính trong thời gian xây dựng và dự phòng. Phần chi phí Tư vấn Thiết kế kỹ thuật cho toàn dự án.

- Vốn đối ứng của Chính phủ Việt Nam: 3.199 tỷ VNĐ (tương đương khoảng 168 triệu USD) để chi trả cho các hạng mục: chi phí quản lý dự án, giải phóng mặt bằng và tái định cư, thuế VAT....

### 14. Cơ chế quản lý vốn:

- VEC có trách nhiệm vay lại và hoàn trả nguồn vốn vay theo văn bản số 4684/VPCP-KTN ngày 07/07/2010 của Văn phòng Chính phủ và văn bản số 695/BTC-QLN ngày 13/8/2010 của Bộ Tài chính. Để đảm bảo về hiệu quả dự án và khả năng hoàn vốn của dự án, VEC tiếp tục làm việc với các nhà tài trợ và đề xuất các phương án tài chính báo cáo Bộ GTVT để trình Chính phủ xem xét, quyết định.

- Việc thu phí, khai thác dịch vụ dọc tuyến thực hiện theo Quyết định số 1202/QĐ-TTg ngày 10/9/2007 của Thủ tướng Chính phủ.

### Điều 2. Tổ chức thực hiện:

- Bộ quản lý chuyên ngành: Bộ Giao thông vận tải.

- Chủ đầu tư Tổng công ty Đầu tư phát triển đường cao tốc Việt Nam tổ chức quản lý dự án, khai thác, vận hành, thu phí và hoàn trả vốn vay.

- Hình thức Quản lý dự án: Tổng công ty Đầu tư phát triển đường cao tốc Việt Nam hợp đồng tư vấn quản lý dự án với các Ban QLDA, cụ thể:

+ Ban QLDA 85 là đơn vị tư vấn quản lý dự án phần vốn vay JICA.

+ Ban QLDA 1 là đơn vị tư vấn quản lý dự án phần vốn vay WB.

- Hình thức lựa chọn nhà thầu: Đấu thầu quốc tế rộng rãi.

- Công tác GPMB: tách GPMB thành 03 tiểu dự án độc lập và giao cho UBND thành phố Đà Nẵng, tỉnh Quảng Nam và tỉnh Quảng Ngãi tổ chức thực hiện theo văn bản số 1665/TTg-CN ngày 17/10/2006 của Thủ tướng Chính phủ.

- Tiến độ thực hiện. Khởi công: cuối Quý IV/2011. Hoàn thành: 2016.

**Điều 3. Lãnh đạo các đơn vị:** Vụ Kế hoạch Đầu tư, Vụ Tài chính, Cục Quản lý XD và CL CTGT, Tổng công ty Đầu tư phát triển đường cao tốc Việt Nam và các đơn vị liên quan chịu trách nhiệm thi hành quyết định này./.

**Nơi nhận:** 

- Như điều 3;
- Thủ tướng Chính phủ (b/c);
- Phó TTg. Hoàng Trung Hải (b/c);
- Văn phòng Chính phủ;
- Các Bộ: Kế hoạch và Đầu tư, Tài chính, Xây dựng, Tài nguyên và Môi trường; Nông nghiệp & PTNT, Quốc phòng;
- Ngân hàng Nhà nước Việt Nam;
- Kho bạc Nhà nước Trung ương;
- UBND TP. Đà Nẵng, tỉnh Quảng Nam, tỉnh Quảng Ngãi;
- Các Thứ trưởng Bộ GTVT;
- Lưu VT, KHĐT (10 bản).



**Hồ Nghĩa Dũng**

## PHỤ LỤC

### TỔNG MỨC ĐẦU TƯ DỰ ÁN ĐƯỜNG CAO TỐC ĐÀ NẴNG - QUẢNG NGÃI

(Kèm theo Quyết định số: 2656 /QĐ-BGTVT ngày 10 tháng 9 năm 2010)

Hạng mục	Vốn nước ngoài (USD)	Vốn ngân sách nhà nước (VNĐ)	Tổng (VNĐ)
<b>A. XÂY LẬP</b>	<b>904.165.160</b>	-	<b>17.179.138.046.261</b>
Tuyến	499.558.032	-	9.491.602.615.185
Cầu	359.626.307	-	6.832.899.824.506
Hầm	20.687.724	-	393.066.748.389
Xây lắp công trình trung tâm điều hành, trạm bảo dưỡng, trạm thu phí, ...	24.293.098	-	461.568.858.182
<b>B. THIẾT BỊ</b>	<b>30.503.046</b>	-	<b>579.557.866.655</b>
Thiết bị Trung Tâm điều hành+bảo dưỡng	2.653.347	-	50.413.600.909
Hệ thống ITS	26.849.698	-	510.144.265.746
Phòng thí nghiệm và thiết bị	1.000.000	-	19.000.000.000
<b>C. Chi phí quản lý, dịch vụ tư vấn và chi phí khác</b>	<b>84.659.762</b>	<b>67.639.320.993</b>	<b>1.676.174.803.812</b>
Chi phí quản lý dự án	-	67.639.320.993	67.639.320.993
Chi phí khác	31.865.268	-	605.440.082.500
Chi phí dịch vụ tư vấn	52.794.495	-	1.003.095.400.252
<b>D. GPMB &amp; Tái định cư</b>	-	<b>1.073.741.689.682</b>	<b>1.073.741.689.682</b>
Đà Nẵng	-	104.808.945.544	104.808.945.544
Quảng nam	-	456.802.280.588	456.802.280.588
Quảng Ngãi	-	512.130.463.550	512.130.463.550
<b>E. Dự phòng</b>	<b>200.691.341</b>	<b>114.138.101.068</b>	<b>3.927.273.574.689</b>
Khối lượng (A+B)	46.733.410	-	887.934.795.646
Giá (A+B)	145.491.954	-	2.764.347.129.694
Đền bù giải phóng mặt bằng (D)	-	107.374.168.968	107.374.168.968
Dự phòng Quản lý, Dịch vụ Tư vấn, Chi phí Khác(C)	8.465.976	6.763.932.099	167.617.480.381
<b>F. Thuế VAT</b>	-	<b>1.943.487.071.673</b>	<b>1.943.487.071.673</b>
<b>G. Lãi vay &amp; chi phí tài chính</b>	<b>83.592.500</b>	-	<b>1.588.257.500.000</b>
<b>Tổng (Không bao gồm thuế VAT)</b>	<b>1.303.611.809</b>	<b>1.255.519.111.743</b>	<b>26.024.143.481.099</b>
<b>Tổng (Bao gồm thuế VAT)</b>	<b>1.303.611.809</b>	<b>3.199.006.183.415</b>	<b>27.967.630.552.771</b>

*gyl*





***Appendix 2.3 : MOT's Approval (Additional Applicable Technical Standards (1<sup>st</sup>))***





MOT  
No: 727/QD-BGTVT

Socialist Republic of Vietnam  
Independence-Freedom-Happiness.

---  
Hanoi, 6 April 2012

**DECISION ON**  
**Approval on addition to technical standard list applied for DQEP**

**MINISTER of MOT**

Based on Law of Goods and products quality No. 05/2007/QH12 dated 21/11/2007 by National Assembly

Based on Decree No. 51/2008/ND-CP dated 22/4/2008 by Government regarding regulations of function, duty, authority and organization of MOT;

Based on Decree No. 132/2008/ND-CP dated 31/12/2008 by Government regarding implementation details of several articles of Law of Goods and products quality;

Based on Decree No. 209/2004/ND-CP dated 16/12/2004 by Government regarding Construction quality management; and Decree No. 49/2008/ND-CP dated 18/4/2008 regarding revision and addition of several articles of Decree No. 209/2004/ND-CP;

Based on Circular No. 18/2010/TT-BXD dated 15/10/2010 by MOC regarding "Regulations of application of norms and standards in construction activities";

Based on Decision No. 25/2005/QD-BGTVT dated 13/5/2005 by Minister of MOT regarding "Regulations of application of technical norms and standards in traffic works' construction";

Based on Decision No. 362/QD-BGTVT dated 20/02/2009 by MOT regarding approval for Technical standard list applied for DQEP;

Review of submitted document No. 512/TTr-VEC by VEC dated 6/3/2012 regarding request of approval on revision and addition of technical standard list applied for DQEP;

According to request of Head of Science and Technology Department;

**DECIDES**

Clause 1: Approval on addition of technical standard list applied for DQEP  
(enclosed list)

When applying standards, it is required to ensure consistency of standards, not to mix standards whose scopes are same but methodology and design philosophy are different for one construction or one part of construction structure.

Clause 2: Based on technical standard list approved in this decision and relevant regulations, VEC shall request units to comply during the Project implementation period.

During implementation period, if Design Consultant, Supervision Consultant, Contractors find any inappropriate or overlapped points which need to be changed or modified in the approved technical standard list, shall report to VEC so that VEC collects and reports to MOT for review and approval.

Clause 3: Chief of MOT Office, Head of Depts.: Science and Technology, Investment and Planning, Head of TCQM, General Director of VEC and Head of relevant units are responsible for this Decision's implementation.

**Recipients :**

- As Clause 3
- Minister
- Filing

**For Minister**

**Deputy Minister**

**Signed**

**Le Manh Hung**

**Additional Technical Standard List**  
**Applied for DQE Development Project**

(Enclosed with Decision No. 727/QĐ-BGTVT, dated 6/4/2012 by Minister of MOT)

No.	Standard	Code
1	British Practical standard of soil and other reinforced materials	BS8006-1995
2	Hazardous solid waste landfills – Design standard	TCXDVN320-2004
3	Load and Effect	TCVN 2737-1995
4	Steel bridges and steel structures	TCXDVN 338-2005
5	Specification for High-Strength Bolts for Structural Steel Joints	AASHTO M164
6	Guidance for determination of dynamic component of the wind load under TCVN 2737-1995	TCXD 229-1999
7	Standard for railway tunnel and highway tunnel	TCVN4527-1988
8	Tunnel Design Standard: Mountain Tunnel	JSC 2007
9	Navigation clearance requirements of rivers	TCVN 5664-2009
10	Regulation on navigation aids of Vietnam inland waterways	22TCN 269-2000
11	Drainage & Sewerage – External Network & Facilities – Design Standard	TCVN7957-2008
12	Paint traffic signals: Solvent road marking paint – Specification and testing method	22TCN 283-2002
13	Standard for electric system- electric line system	11TCN 19-2006
14	Specification for lighting	TCXDVN 259-2001
15	Standard for design of rural roads	22TCN 210-1992
16	Office buildings – Design standard	TCVN 4601-1988
17	House – Design standard	TCVN 353-2004
18	Toll station	TCCS 01-2008/VRA
19	Electric distribution network in dwellings and public building – Design standard	TCXD 27-1991
20	Installation of electric wire in dwellings and public buildings – Design standard	TCXD 25-1991
21	Protection of Structures Against Lightning - Guidance for design, inspection and maintenance	TCXDVN 46-2007
22	Standard for construction and acceptance of cement consolidated stones sub-grade in highway pavement structure	22TCN 245-1998
23	Cement - Classification	TCVN 5439-2004
24	Mortar – Technical specifications	TCVN 4314-2003
25	Concrete - Requirement for natural moist curing	TCXDVN 391-2007
26	Chemical admixtures for concrete	TCXDVN 325-2004
27	Steel scaffolding	TCVN 6052-1995
28	Scaffolding-Safety Requirements	TCXDVN 296-2004
29	Pre-cast reinforced concrete box culvert technical requirements and testing method	TCXDVN 392-2007
30	Monolithic concrete and reinforced concrete structures – Codes for construction, check and acceptance	TCVN 4453-1995
31	Specification for underwater concrete construction by cavity-fill method	22TCN 209-1992
32	Precast pre-stressed concrete products - Technical requirements and acceptance	TCXDVN 389-2007
33	Assembled Concrete and reinforced Concrete Structures - Code of Practice for construction and acceptance	TCXDVN 390-2007
34	Concrete and Reinforced concrete structures-Guide on technical measures for prevention of cracks occurred under the action of local hot humid climate	TCXDVN 313-2004
35	Concrete and Reinforced concrete Structures - Guide on Maintenance	TCXDVN 318-2004
36	Welding specifications for steel bridge and steel structure	22TCN 280-01

No.	Standard	Code
37	Pile driving and static jacking works - Standard for construction, check and acceptance	TCVN 286-2003
38	Protection against corrosion in construction. Concrete and reinforced concrete structures. Classification of corrosive medium	TCVN 3994-1985
39	Specification for construction and acceptance of paint used for steel bridge and steel structures	22TC 253-98
40	Piles - Standard test method for piles under axial compressive load	TCXDVN 269-2002
41	Foundation Piles - Method of detection of defects by dynamic low-strain testing	TCXDVN 359-2005
42	Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Deep Foundations	ASTM D4945
43	Standard Specification for Steel Strand Uncoated Seven-Wire for Pre-stressed Concrete	ASTM A416
44	Standard Specification for Uncoated High-Strength Steel Bars for Pre-stressing Concrete	ASTM A722
45	Steel for reinforcement of concrete	TCVN 1651-2008
46	Paint for construction – Classification	TCXDVN 321-2004
47	Paint used for steel bridges and steel structures - Technical requirements and testing method	22TCN 235-97
48	Paint and metal protective coating	22TCN 300-02
49	Bridge construction specification	TCCS 02:2010/TCDBVN
50	Specification for construction and acceptance of pavement structure by natural grading	22TCN 304-2003

Số: 727/QĐ-BGTVT  
TỔNG CÔNG TY ĐẦU TƯ PHÁT TRIỂN  
ĐƯỜNG CAO TỐC VIỆT NAM

Hà Nội, ngày 06 tháng 04 năm 2012

**QUYẾT ĐỊNH**

**CÔNG VĂN BẢN**  
Số: 887  
Ngày đến: 9/4/2012

Về việc phê duyệt bổ sung danh mục tiêu chuẩn kỹ thuật  
áp dụng cho dự án đầu tư xây dựng đường cao tốc Đà Nẵng – Quảng Ngãi

**BỘ TRƯỞNG BỘ GIAO THÔNG VẬN TẢI**

Căn cứ Luật chất lượng, sản phẩm hàng hoá số 05/2007/QH12, ngày 21/11/2007 của Quốc hội;

Căn cứ Nghị định số 51/2008/NĐ-CP, ngày 22/4/2008 của Chính phủ quy định chức năng, nhiệm vụ, quyền hạn và cơ cấu tổ chức của Bộ GTVT;

Căn cứ Nghị định số 132/2008/NĐ-CP, ngày 31/12/2008 của Chính phủ Quy định chi tiết thi hành một số điều của Luật Chất lượng sản phẩm, hàng hoá;

Căn cứ Nghị định số 209/2004/NĐ-CP, ngày 16/12/2004 của Chính phủ về quản lý chất lượng công trình xây dựng và Nghị định số 49/2008/NĐ-CP ngày 18/04/2008 sửa đổi bổ sung một số điều của Nghị định 209/2004/NĐ-CP;

Căn cứ Thông tư số 18/2010/TT-BXD ngày 15/10/2010 của Bộ Xây dựng ban hành “Quy định việc áp dụng quy chuẩn, tiêu chuẩn trong hoạt động xây dựng”;

Căn cứ Quyết định số 25/2005/QĐ-BGTVT, ngày 13/5/2005 của Bộ trưởng Bộ GTVT về việc ban hành “Quy định về việc áp dụng các tiêu chuẩn quy phạm kỹ thuật vào xây dựng công trình giao thông”;

Căn cứ Quyết định số 362/QĐ-BGTVT ngày 20/02/2009 của Bộ Giao thông vận tải về việc phê duyệt danh mục tiêu chuẩn kỹ thuật áp dụng cho dự án đầu tư xây dựng đường cao tốc Đà Nẵng – Quảng Ngãi;

Xét Tờ trình số 512/TTr-VEC của Tổng công ty đầu tư phát triển đường cao tốc Việt Nam ngày 06/3/2012 về việc xin phê duyệt điều chỉnh, bổ sung danh mục tiêu chuẩn dự án đường cao tốc Đà Nẵng – Quảng Ngãi.

Theo đề nghị của Vụ trưởng Vụ Khoa học Công nghệ;

**QUYẾT ĐỊNH**

**Điều 1.** Phê duyệt bổ sung danh mục tiêu chuẩn áp dụng cho dự án đầu tư xây dựng đường cao tốc Đà Nẵng – Quảng Ngãi (có danh mục kèm theo).

Khi áp dụng các tiêu chuẩn phải đảm bảo tính thống nhất, đồng bộ, không pha trộn tiêu chuẩn có cùng phạm vi áp dụng nhưng khác biệt về phương pháp luận và triết lý thiết kế cho cùng một công trình hoặc bộ phận kết cấu công trình.

**Điều 2.** Tổng công ty đầu tư phát triển đường cao tốc Việt Nam căn cứ vào danh mục tiêu chuẩn đã được phê duyệt trong Quyết định này và các quy định có liên quan để yêu cầu các đơn vị tuân thủ trong quá trình thực hiện dự án.


Trong quá trình thực hiện, Tư vấn thiết kế, Tư vấn giám sát, Nhà thầu nếu thấy có vấn đề chưa phù hợp hoặc có sự chồng chéo cần thay đổi, bổ sung điều chỉnh danh mục các tiêu chuẩn áp dụng cho Dự án thì báo cáo Tổng công ty đầu tư phát triển đường cao tốc Việt Nam tập hợp và trình Bộ Giao thông vận tải xem xét giải quyết.

**Điều 3.** Chánh Văn phòng Bộ, Vụ trưởng các Vụ: Khoa học Công nghệ, Kế hoạch đầu tư, Cục trưởng Cục Quản lý xây dựng & CL CTGT, Tổng Giám đốc Tổng công ty đầu tư phát triển đường cao tốc Việt Nam và Thủ trưởng các đơn vị có liên quan chịu trách nhiệm thi hành Quyết định này. *ryllh*

**Nơi nhận:**

- Như Điều 3;
- Bộ trưởng (để b/c);
- Lưu: VT, KHCN(N).

**KT.BỘ TRƯỞNG  
THỦ TRƯỞNG**



**Lê Mạnh Hùng**

## DANH MỤC TIÊU CHUẨN BỔ SUNG

Áp dụng cho Dự án đầu tư xây dựng đường cao tốc Đà Nẵng – Quảng Ngãi

(Kèm theo Quyết định số: 424/QĐ-BGTVT, ngày 06 tháng 04 năm 2012  
của Bộ trưởng Bộ GTVT)

STT	TÊN TIÊU CHUẨN	MÃ HIỆU
1	Tiêu chuẩn thực hành đất và các vật liệu đắp khác có gia cường	BS 8006
2	Bãi chôn lấp chất thải nguy hại – Tiêu chuẩn thiết kế	TCXDVN 320-2004
3	Tiêu chuẩn tải trọng và tác động	TCVN 2737-1995
4	Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu thép	TCXDVN 338-2005
5	Tiêu chuẩn bulông cường độ cao trong mối nối kết cấu thép	AASHTO M164
6	Chỉ dẫn tính toán thành phần động của tải trọng gió theo tiêu chuẩn TCVN 2737-1995	TCXD 229-1999
7	Hầm đường sắt và hầm đường ô tô – Tiêu chuẩn thiết kế	TCVN 4527-1988
8	Tiêu chuẩn thiết kế hầm : Hầm qua núi	JSC 2007
9	Phân cấp kỹ thuật đường thủy nội địa	TCVN 5664-2009
10	Quy tắc báo hiệu đường thủy nội địa	22TCN 269-2000
11	Thoát nước: mạng lưới và công trình bên ngoài – Tiêu chuẩn thiết kế	TCVN 7957-2008
12	Sơn tín hiệu giao thông: sơn vạch đường hệ dung môi- Yêu cầu kỹ thuật và phương pháp thử	22TCN 283-2002
13	Quy phạm trang bị điện – Hệ thống đường dây dẫn điện	1 ITCN 19-2006
14	Tiêu chuẩn thiết kế chiếu sáng nhân tạo đường đường phố, quảng trường đô thị	TCVN 259-2001
15	Đường giao thông nông thôn – Tiêu chuẩn thiết kế	22TCN 210-1991
16	Trụ sở cơ quan – Tiêu chuẩn thiết kế	TCVN 4601-1988
17	Nhà ở - Tiêu chuẩn thiết kế	TCVN 353-2004
18	Trạm thu phí đường bộ	TCCS 01-2008/VRA
19	Đặt thiết bị điện trong nhà ở và công trình công cộng – Tiêu chuẩn thiết kế	TCXD 27-1991
20	Đặt đường dẫn điện trong nhà ở và công trình công cộng – Tiêu chuẩn thiết kế	TCXD 25-1991
21	Chống sét cho công trình xây dựng – Hướng dẫn thiết kế, kiểm tra và bảo trì hệ thống	TCXDVN 46-2007
22	Quy trình thi công nghiệm thu lớp cấp phối đá (cuội sỏi) gia cố xi măng trong kết cấu áo đường ô tô	22TCN 245-1998
23	Xi măng – Phân loại	TCVN 5439-2004
24	Vữa xây dựng – Yêu cầu kỹ thuật	TCVN 4314-2003
25	Bê tông – yêu cầu dưỡng ẩm tự nhiên	TCXDVN 391-2007
26	Phụ gia hóa học cho bê tông	TCXDVN 325-2004
27	Giàn giáo thép	TCVN 6052-1995
28	Dàn giáo – các yêu cầu về an toàn	TCXDVN 296-2004

29	Công hợp bê tông cốt thép đúc sẵn – yêu cầu kỹ thuật và phương pháp thử	TCXDVN 392-2007
30	Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép toàn khối – Quy phạm thi công và nghiệm thu	TCVN 4453-1995
31	Quy trình thi công bê tông dưới nước bằng phương pháp vữa dâng	22TCN 209-1992
32	Sản phẩm bê tông ứng lực trước, yêu cầu kỹ thuật và nghiệm thu	TCXDVN 389-2007
33	Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép lắp ghép – Quy phạm thi công và nghiệm thu	TCXDVN 390-2007
34	Kết cấu bê tông và BTCT – Hướng dẫn phòng chống nứt dưới tác động của khí hậu nóng ẩm	TCXDVN 313 2004
35	Kết cấu bê tông và BTCT – Hướng dẫn công tác bảo trì	TCXDVN 318-2004
36	Tiêu chuẩn kỹ thuật hàn cầu thép và kết cấu thép	22TCN 280-01
37	Đóng và ép cọc – Tiêu chuẩn thi công và nghiệm thu	TCVN 286-2003
38	Chống ăn mòn trong xây dựng – kết cấu bê tông và bê tông cốt thép – Phân loại môi trường xâm thực	TCVN 3994-1985
39	Sơn cầu thép và kết cấu thép – Tiêu chuẩn thi công và nghiệm thu	22TCN 253-98
40	Cọc – phương pháp thí nghiệm bằng tải trọng tĩnh ép dọc trục	TCXDVN 269-2002
41	Cọc – thí nghiệm kiểm tra khuyết tật bằng phương pháp động biến dạng nhỏ	TCXDVN 359-2005
42	Thí nghiệm cọc bằng phương pháp biến dạng lớn	ASTM D4945
43	Tiêu chuẩn kỹ thuật thép bẫy lõi không bọc cho bê tông DUL	ASTM A416
44	Tiêu chuẩn kỹ thuật thép cường độ cao không bọc cho bê tông DUL	ASTM A722
45	Thép cốt bê tông	TCVN 1651-2008
46	Sơn xây dựng – phân loại	TCXDVN 321-2004
47	Sơn dùng cho cầu thép và kết cấu thép – Yêu cầu kỹ thuật và phương pháp thử	22TCN 235-97
48	Sơn phủ bảo vệ kim loại – phương pháp thử trong điều kiện tự nhiên	22TCN 300-02
49	Tiêu chuẩn xây dựng cầu	TCCS 02:2010/TCĐBVN
50	Quy trình thi công và nghiệm thu các lớp kết cấu áo đường bằng cấp phối thiên nhiên	22TCN 304-2003

*nguyên*







***Appendix 2.4 : Memorandum of Meeting (B/D of Other Bridges)***



**Memorandum of Meeting**  
**(Detailed Design of Danang-Quang Ngai Expressway Development Project)**  
**(Basic Design of Other Bridges)**

This memorandum of meeting was prepared following discussions on the basic design of other bridges in the captioned project between PMU85, F/S Consultant (TEDI) and D/D Consultant.

The following reports were subjects of the meeting.

- Design Criteria (Bridge Design), Ref. DQEDD-PMU85-12-12 (January 18, 2012)
- Basic Design Report for Civil Works (Revision 1), Ref. DQEDD-PMU85-393-12 (August 9, 2012)

The participants include the followings :

**a. PMU 85:**

- |                       |                        |
|-----------------------|------------------------|
| - Mr. Nguyen Tien Ha  | Project Manager;       |
| - Mr. Nguyen Khac Son | Deputy Project Manager |
| - Mr. Le Trong Do     | Deputy Project Manager |

**b. The Detail Design Consultant**

- |                       |                        |
|-----------------------|------------------------|
| - Mr. Tetsuya Maeda   | Senior Bridge Engineer |
| - Mr. Nguyen Van Le   | Bridge Engineer        |
| - Mr. Hoang Manh Dung | Hydrological Engineer  |

**c. F/S Consultant**

- |                    |   |
|--------------------|---|
| Mr. Do Thanh Lap   | Deputy Manager of TEDI's Project Office |
| Mr. Vuong Duy Hung | Bridge Engineer                         |

The parties held several series of discussion and site inspection from August 22, 2012 to August 27, 2012 and agreed with the following conclusions. The D/D Consultant shall revise the design Criteria and basic design of other bridges in accordance with the following conclusions:

**1. Design Criteria (Bridge Design)**

**1.1 Live Loads**

The factor of tandem axle weights on the roads of Class V and below shall be applied the following coefficients in accordance with Section 3.6.1.2.3 of 22 TCN-272-05.

- Class V to Class B: 0.65
- Class C (Max. Live Load: Motor Bike): 0.5

**1.2 Acceleration Coefficient and Seismic Performance Zones**

The parties agreed with the proposal by the D/D Consultant.

**1.3 Wind Loads**

The parties agreed with the proposal by the D/D Consultant.

**2. Basic Design (Other Bridges)**

**2.1 Road Profile**

The road profile shall be finalized in consideration of the following items:

- Revised design high water level at bridge and culvert locations, if required
- Revised freeboard (see 2.3)
- Marginal height (see 2.4)
- Revised re-alignment plan of cross road at FO08 and FO10 (see 2.6(2))
- Revised interchange plan at Tuy Loan, My Son and Tam Ky interchanges
- Applicable Girder Type and Length (see 2.6)
- Span Arrangement (see 2.10)
- Box culvert (see 2.9)

## 2.2 Cross Section Element of Flyovers

The road width of flyovers shall be determined with same width of approach roads.

The cross section element of flyovers shall be applied in the followings.

Class AH: 0.50m+1.00m+3.50m+1.00m+0.50m

Class A: 0.50m+0.25m+3.50m+0.25m+0.50m

Class B: 0.25m+0.25m+3.00m+0.25m+0.25m

Class C: 0.25m+0.25m+2.00m+0.25m+0.25m

## 2.3 Freeboard

The freeboard shall be determined bridge by bridge and apply the following values.

- 1.0m (with driftwood): all large river bridge, other river bridges with forest in catchment area
- 0.5m (without driftwood): other categories of bridge except flyover

## 2.4 Marginal Height

The marginal height at bridges was considered 20cm in the basic design of other bridges and all the parties agreed to hold it to cope with modifications in the D/D stage.

## 2.5 Required Bridge Opening Length

The required bridge opening length shall be confirmed with Hydrological Specialist again and the DD Consultant shall revise the span arrangement of other bridges, if not appropriate.

## 2.6 Applicable Girder Type and Length

The parties agreed with the following applicable girder type/length in the project.

### (1) Thruway Bridges

The parties agreed to prioritize PC-I girder for the thruway bridges with the following applicable girder length.

- Common Girder Length: 21m, 24m, 27m, 30m and 33m
- At Special Conditions: allow to apply 40m
- However, PC Super Tee girder shall be applied in the following conditions: Horizontal curve radius is not small (non-super elevation section) and nos. of span in a bridge are more than 4 spans in consideration of economic aspects.

### (2) Flyovers

The parties agreed to prioritize PC void slab for the flyovers with the following applicable girder length.

- Simple or 2 Spans Bridge: 24m, 27m and 30m
- More Than 3 Spans Bridge: 24m, 27m, 30m and 35m

On the other hand, the parties agreed to consider applying K-frame bridge (void slab type) at the following locations due to its efficiency at deep cut context and to introduce new structure in Vietnam.

- FO01 (KM000+562)
- FO08 (KM078+640)
- FO10 (KM103+500)

## 2.7 Substructure and Foundation Type

The parties agreed with the planned types of substructure, foundation, slope and those types shall be applied in the D/D stage.

### (1) Substructure Type

The parties agreed to prioritize inverted T-shaped abutment in the project. In case this option is not applicable due to high abutment, box type abutment shall be applied in the D/D stage.

The pier shape and nos. of column shall be clearly mentioned on the general view in the basic design to obtain the approval from relevant organizations, especially the widening section at Interchange thruway bridges shall be divided into two (2) columns on one side to reduce the construction cost.

## (2) Foundation Type

The parties agreed to prioritize precast concrete piles in the project to reduce construction cost. In case this option is not applicable due to soil conditions or for other reasons, the bored piles or spread foundations shall be applied.

The selection criteria of foundation type shall be explained in the D/D report.

## (3) Slope at Abutment

The parties agreed to revise the slope design at abutment in the D/D stage. The ratio of slope shall be applied 1 to 1 (first slope, up to 6m) and 1:1.25 (from second slope).

The slope protection shall be applied the following types:

- Bridge Section (By End of Wing Wall)
  - Elevation of Design High Water Level < Bottom of Slope: Concrete Plate (All Portions)
  - Elevation of Design High Water Level > Bottom of Slope: Stone Masonry (All Portions)
  - Viaduct and Flyover: Concrete Plate (All Portions)
- Approach Road Section (Within 10m from End of Wing Wall)
  - Follow type provided in Bridge section.

## 2.8 Topographic Survey Data

- The draft version of topographic survey data were used in some packages and those shall be replaced to final version.

- Plans of bridge location in the current basic design are too small and are not satisfying requirements under the TOR. The DD Consultant shall update the plans in accordance with the scopes of survey stipulated in the TOR and additional surveys requested by the WB in the revised basic design submission. For cross structures (Over pass and Flyover) horizontal alignment should be supplemented (showing the cross structures).

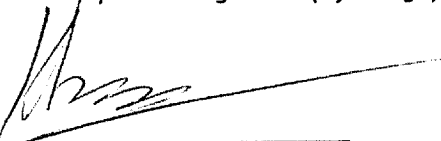
## 2.9 Box culvert:

D/D consultants responsible to review the location of box culvert, positions can replace box culvert by collection road, or something like that to combine with related content as mentioned above for lower profile level.

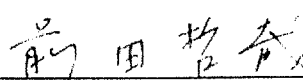
## 2.10 Span Arrangement:

The parties agreed in principle on the revision of general view of basic design as presented in the Attachment No. 1. The bridge arrangement in this attachment 1 is just preliminary agreement. The DD Consultant is responsible for reviewing all the discussed items, conducting cross checks based on site visits and basing on design standards to refine the basic design for all bridges under the project.

### ***Attachment 1: Span Arrangement (by Bridge)***



**Nguyen Khac Son**  
Deputy Project Manager  
Project Management Unit No. 85  
(PMU85)



**Tetsuya Maeda**  
Senior Bridge Engineer  
Joint Venture of NK-NE-Chodai-TEC  
(D/D Consultant)



**Ph.D. Do Thanh lap**  
Deputy Manager of TEDI's Project Office  
TEDI (F/S Consultant)

**Bản ghi nhớ cuộc họp**  
**(Thiết kế kỹ thuật Dự án đường cao tốc Đà Nẵng – Quảng Ngãi)**  
**(Thiết kế cơ sở các cầu khác)**

Bản ghi nhớ này được lập dựa theo ý kiến thảo luận về thiết kế cơ sở các cầu khác thuộc dự án nêu trên giữa PMU85, Tư vấn lập dự án đầu tư (TEDI) và Tư vấn thiết kế kỹ thuật.

Những vấn đề sau đây là nội dung của buổi họp.

- Tiêu chí thiết kế (Thiết kế cầu), Thư tham chiếu DQEDD-PMU85-12-12 (18/1/2012)
- Hồ sơ thiết kế cơ sở công trình xây dựng (Sửa đổi lần 1), Thư tham chiếu DQEDD-PMU85-393-12 (9/8/2012)

**Thành phần tham dự gồm :**

**a. PMU 85:**

- |                       |                    |
|-----------------------|--------------------|
| - Ông Nguyễn Tiến Hà  | Giám đốc dự án;    |
| - Ông Nguyễn Khắc Sơn | Phó Giám đốc dự án |
| - Ông Lê Trọng Độ     | Phó Giám đốc dự án |

**b. Tư vấn TKKT**

- |                       |                   |
|-----------------------|-------------------|
| - Ông Tetsuya Maeda   | Kỹ sư cầu cao cấp |
| - Ông Nguyễn Văn Lê   | Kỹ sư cầu         |
| - Ông Hoàng Mạnh Dũng | Kỹ sư thủy văn    |

**c. Tư vấn lập dự án đầu tư**

- |                    |                                 |
|--------------------|---------------------------------|
| Ông Đỗ Thành Lập   | Phó trưởng phòng dự án của TEDI |
| Ông Vương Duy Hùng | Kỹ sư cầu                       |

Các bên đã tiến hành thảo luận và đi kiểm tra hiện trường từ ngày 22/8/2012 đến 27/8/2012 và đồng ý các kết luận sau. Tư vấn TKKT sẽ điều chỉnh tiêu chí thiết kế và thiết kế cơ sở các cầu khác theo các nội dung sau:

**1. Tiêu chí thiết kế (Thiết kế cầu)**

**1.1 Hoạt tải**

Hệ số trọng lực trục đôi trên đường cấp V và đường dưới đây phải áp dụng các hệ số sau theo Mục 3.6.1.2.3 của tiêu chuẩn 22 TCN-272-05.

- Cấp V đến Cấp B: 0.65
- Cấp C (Hoạt tải tối đa: xe gắn máy): 0.5

**1.2 Hệ số gia tốc và các Khu vực có động đất**

Các bên đồng ý với đề xuất của Tư vấn TKKT.

**1.3 Tải trọng gió**

Các bên đồng ý với đề xuất của Tư vấn TKKT.

**2. Thiết kế cơ sở (Các cầu khác)**

**2.1 Trắc dọc đường**

Phải hoàn thiện trắc dọc đường theo các hạng mục sau:

- Mực nước cao thiết kế tại vị trí cầu và cống đã điều chỉnh, nếu yêu cầu
- Khoảng tịnh không đã điều chỉnh (xem 2.3)
- Tính không dự trữ dưới đáy dầm (xem 2.4)
- Phương án chỉnh tuyến đường ngang đã điều chỉnh tại cầu FO08 và FO10 (xem 2.6(2))
- Thiết kế nút giao đã điều chỉnh tại các nút giao Túy Loan, Mỹ Sơn và Tam Kỳ
- Loại dầm và chiều dài dầm áp dụng (xem 2.6)
- Sơ đồ nhịp (xem 2.10)



- Cống hộp (xem 2.9)

## **2.2 Yếu tố mặt cắt ngang cầu vượt đường ngang**

Bề rộng đường cho cầu vượt phải giống với bề rộng đường dẫn.

Áp dụng yếu tố mặt cắt ngang cầu vượt trong các trường hợp sau.

Đường loại AH: 0.50m+1.00m+3.50m+1.00m+0.50m

Đường loại A: 0.50m+0.25m+3.50m+0.25m+0.50m

Đường loại B: 0.25m+0.25m+3.00m+0.25m+0.25m

Đường loại C: 0.25m+0.25m+2.00m+0.25m+0.25m

## **2.3 Khoảng tịnh không**

Khoảng tịnh không phải áp dụng tùy theo từng loại cầu và sử dụng các giá trị sau.

- 1.0m (có cây trôi): cho các cầu vượt sông lớn, các cầu vượt sông có rừng tại lưu vực
- 0.5m (không có cây trôi): các loại cầu khác trừ cầu vượt đường ngang

## **2.4 Tịnh không dự trữ dưới đáy dầm**

Tịnh không dự trữ dưới đáy dầm tại cầu là 20cm trong thiết kế cơ sở các cầu khác và các bên đã đồng ý áp dụng khoảng cách đó để phù hợp với điều chỉnh trong giai đoạn TKKT.

## **2.5 Chiều dài khẩu độ cầu yêu cầu**

Chiều dài khẩu độ cầu yêu cầu phải xác nhận lại với Kỹ sư thủy văn và Tư vấn TKKT phải điều chỉnh sơ đồ nhịp các cầu khác, nếu không phù hợp.

## **2.6 Loại dầm và chiều dài dầm áp dụng**

Các bên đã đồng ý áp dụng loại dầm/chiều dài dầm sau đây cho Dự án.

### **(1) Cầu tuyến chính**

Các bên đã đồng ý ưu tiên áp dụng dầm I, BTĐUL cho các cầu trên tuyến chính với chiều dài dầm như sau.

- Chiều dài dầm thông thường: 21m, 24m, 27m, 30m và 33m
- Trong điều kiện đặc biệt: cho phép áp dụng loại 40m
- Tuy nhiên, phải dùng dầm Super Tee, BTĐUL trong các điều kiện sau: bán kính đường cong nằm không nhỏ (đoạn không siêu cao) và số lượng nhịp trong một cầu là hơn 4 nhịp có xem xét về mặt kinh tế.

### **(2) Cầu vượt đường ngang**

Các bên đồng ý ưu tiên áp dụng dầm bản rộng, BTĐUL cho cầu vượt đường ngang với chiều dài dầm như sau.

- Cầu một hoặc hai nhịp: 24m, 27m và 30m
- Cầu trên 3 nhịp: 24m, 27m, 30m và 35m

Ngoài ra, các bên đồng ý xem xét áp dụng cầu khung hình chữ K (loại bản rộng) tại các vị trí sau vì hiệu quả của loại này tại đoạn đào sâu và giới thiệu mô hình kết cấu mới tại Việt Nam.

- FO01 (KM000+562)
- FO08 (KM078+640)
- FO10 (KM103+500)

## **2.7 Loại móng và kết cấu phần dưới**

Các bên đồng ý với loại kết cấu phần dưới, kết cấu móng, mái dốc đã được thiết kế và những loại này sẽ được áp dụng trong giai đoạn TKKT.

### **(1) Loại kết cấu phần dưới**

Các bên đồng ý ưu tiên áp dụng móng hình chữ T ngược cho Dự án. Trong trường hợp phương án này không thể áp dụng do móng cao, thì phải áp dụng móng dạng hộp trong giai đoạn TKKT.

Hình dáng trụ và số lượng cột phải đề cập rõ trong phần bố trí chung trong thiết kế cơ sở để các cơ quan liên quan phê duyệt, đặc biệt đoạn mở rộng tại các cầu tuyến chính trong phạm vi nút giao phải được tách thành hai (2) cột một bên để giảm chi phí xây dựng.

### **(2) Loại móng**

Các bên đồng ý ưu tiên áp dụng cọc bê tông đúc sẵn cho Dự án để giảm chi phí xây dựng. Trong trường hợp phương án này không thể áp dụng do điều kiện đất hoặc vì những lý do khác, sẽ áp dụng cọc

khoan nhồi và móng mở rộng.

Tiêu chí lựa chọn loại móng sẽ được giải thích trong Hồ sơ thiết kế kỹ thuật.

### **(3) Mái dốc tại mố**

Các bên đồng ý điều chỉnh thiết kế mái dốc tại mố trong giai đoạn TKKT. Tỷ lệ mái dốc áp dụng là 1 đến 1 (mái dốc đầu tiên, lên đến 6m) và 1:1.25 (từ mái dốc thứ hai).

Việc bảo vệ mái dốc sẽ áp dụng các loại sau:

- Phần cầu (Đến đuôi tường cánh)
  - Cao độ mực nước cao thiết kế < chân mái dốc: tấm bê tông (tất cả các phần)
  - Cao độ mực nước cao thiết kế > chân mái dốc: khối xây đá hộc (tất cả các phần)
  - Cầu cạn và cầu vượt đường ngang: tấm bê tông (tất cả các phần)
- Phần đường dẫn (phạm vi 10m từ đuôi tường cánh)
  - Áp dụng loại như đã trình bày trong Phần cầu.

### **2.8 Số liệu về khảo sát địa hình**

- Đã sử dụng Bản dự thảo về số liệu khảo sát địa hình cho một số gói thầu và sẽ được thay thế trong phiên bản cuối.

- Mặt bằng vị trí cầu trong thiết kế cơ sở hiện tại quá nhỏ và không đáp ứng yêu cầu trong TOR. Tư vấn TKKT sẽ cập nhật theo phạm vi khảo sát đã quy định trong TOR và khảo sát bổ sung theo yêu cầu của WB trong lần trình thiết kế cơ sở điều chỉnh. Đối với các công trình cắt ngang (cầu vượt tuyến chính và cầu vượt đường ngang) nên bổ sung hướng tuyến ngang (thể hiện công trình cắt ngang).

### **2.9 Cống hộp:**

Tư vấn TKKT chịu trách nhiệm rà soát vị trí cống hộp, vị trí có thể thay cống hộp bằng đường gom, hoặc tương tự như vậy để kết hợp với những vấn đề liên quan đã trình bày trên để hạ trắc đạc.

### **2.10 Bố trí nhịp:**

Các bên đồng ý về nguyên tắc đối với việc điều chỉnh bố trí chung thiết kế cơ sở như đã trình bày trong Bản đính kèm 1. Bố trí cầu trong Bản đính kèm 1 chỉ là thỏa thuận sơ bộ. Tư vấn TKKT chịu trách nhiệm rà soát lại các vấn đề đã thảo luận, tiến hành kiểm tra chéo dựa trên việc đi thực tế hiện trường và các tiêu chuẩn thiết kế để đảm bảo chất lượng thiết kế cơ sở đối với tất cả các cầu trong Dự án.

***Bản đính kèm 1: Bố trí nhịp (theo từng cầu)***

---

**Nguyễn Khắc Sơn**

Phó Giám đốc dự án  
Ban quản lý dự án 85  
(PMU85)

---

**Tetsuya Maeda**

Kỹ sư cầu cao cấp  
Liên danh NK-NE-Chodai-TEC  
(Tư vấn TKKT)

---

**Tiến sĩ Đỗ Thành Lập**

Phó trưởng phòng dự án của TEDI  
TEDI (Tư vấn lập dự án đầu tư)

Attachment 1: Span Arrangement (by Bridge)

No.	Bridge/Station	F/S	Main features	B/D (Revision 1)	Agreement	Notes
Package PKG 1						
1	OP00a KM001+175		Overpass (intersection point with planned cross road)	I Girder: 1@35m	I Girder: 1@33m	Road Side Ditch on Slope
2	LRB01 KM001+611		River Bridge (combined overpass to planned cross road)	I Girder: 4@40m	I Girder: 4@40m	
3	LRB02 KM002+526		River Bridge	I Girder: 6@35m	I Girder: 5@140m	
				Not Planned	New Bridge	local ring road project: on-going (F/S) KM002+822 Planned South RR Requested by DOT-Danang
5	OP01 KM003+656		Overpass (intersection point with planned cross road)	I Girder: 1@40m	I Girder: 1@40m	Explained to MOT and DOT-Danang as 40m span length Ensure 16.5m of CR width as planned Abutment: Separate Abutment
6	ORB00b KM005+627		Stream	I Girder: 2@27m	I Girder: 2@27m	
				Box Culvert	Change to Bridge	Realign cross road to determine the actual bridge location KM005+737; Cross Road: w=16.5m Requested by Danang
8	ORB00a KM-000+124		Widening of existing bridge in Danang bypass	Slab Beam: 1@24m	Slab Beam: 1@24m	Tuy Loan IC Full Cloverleaf Superstructure: Reconstruction Substructure: Foundation Widened Foundation: Tied Pile
9	IRB00a Ramp-C, KM000+231		Flyover (NH14B)	I Girder: 1@40m	Delete (Revised Interchange Plan)	Tuy Loan IC Full Cloverleaf
10	IRB00b Ramp-C, KM000+990		Flyover	Void Slab: 2@31m	Delete (Revised Interchange Plan)	Tuy Loan IC Full Cloverleaf
11	IRB00b1		River Bridge	Not Planned	New Bridge	Tuy Loan IC Full Cloverleaf

16

Attachment 1: Span Arrangement (by Bridge)

No.	Bridge/Station	F/S	Main features	B/D (Revision 1)	Agreement	Notes
12	FO00a KM000+004		Flyover (Tuy Loan Interchange)	Void Slab: 5@35m	Revised based on Revised IC plan	Tuy Loan IC: Full Cloverleaf
13	FO01 KM000+562		Flyover (Tuy Loan Interchange)	Void Slab: 2@35m	Change to K-Frame Bridge	Tuy Loan IC: Full Cloverleaf Update bridge plan based on revised thruway cross section Median (Thruway): No-widening Change Bridge Width (6.5m)
<b>Package PKG 2</b>						
1	CB02 KM009+372		Irrigation Canal Bridge	I Girder: 1@27m		
2	LRB04 KM009+852	5@33	Lo=126m La Tho River Bridge	I Girder: 4@33m		
3	VD02 KM010+271	3@24	Lo=62m Discharge Viaduct	I Girder: 2@33m		
4	LRB05 KM010+887	3@33	Lo=88m; Lo2010= Discharge Viaduct	I Girder: 3@30m		
5	LRB05a KM011+924	4@33	Lo=128m Discharge Viaduct	I Girder: 4@33m		
6	LRB05b KM012+644	3@24	Lo=81m Discharge Viaduct	I Girder: 3@30m		
7	LRB06 KM014+026	3@33	Lo=87m Discharge Viaduct	I Girder: 3@30m		
8	CB05 KM014+270		No Hydrological Calculations Irrigation Canal Bridge	I Girder: 1@21m		
9	VD03 KM014+880	3@33	Lo=83m Discharge Viaduct	I Girder: 3@30m		
10	VD03a KM015+340	3@33	Lo=104m Discharge Viaduct	I Girder: 3@35m		
11	VD04 KM016+558	3@33	Lo=97m Discharge Viaduct	I Girder: 3@33m		
12	VD02a KM013+237		Lo=103m Discharge Viaduct+	I Girder: 3@35m	Update based on Revised IC Plan	My Son IC: Revise IC Shape Revise Bridge Length Delete Op Crossing at Rampway
13	OP03 KM013+535		Overpass	I Girder: 1@33m	Update based on Revised IC plan	My Son IC: Revise IC Shape Change Location

Attachment 1: Span Arrangement (by Bridge)

No.	Bridge/Station	F/S	Main features	B/D (Revision 1)	Agreement	Notes
14	IRB00c Ramp-A, KM000+162		Interchange Bridge Across a Branch of River	I Girder: 3@35m		My Son IC: Revise IC Shape
15	(IRB00d)		River Bridge	Not Planned	New Bridge	My Son IC: Revise IC Shape
16	FO02 KM009+619	1@35	Flivover	Void Slab: 2@27m	Void Slab: 2@24m	Change from Class IV to III Requested by Danang
<b>Package PKG 3B</b>						
1	VD05 KM018+319	3@24	Lo=83m Discharge Viaduct	I Girder: 3@30m	I Girder: 3@30m	
2	VD06 KM018+607	2@24	Lo=53m Discharge Viaduct	I Girder: 2@30m	I Girder: 2@30m	
3	VD07 KM019+251	3@24+ 1@12+ 1@33	no hydrological calculations - Discharge Viaduct	I Girder: 19@40m	I Girder: 19@40m	Considered Environmental Effects to take the Official Decision.
4	FO03 KM020+712		Flivover	Void Slab: 2@25m	Void Slab: 2@24m	Change Bridge Width (6.5m)
<b>Package PKG 4</b>						
1	CB07 I: KM021+851 CB07 O: KM021+841		No Hydrological Calculations Irrigation Canal Bridge	I Girder: 1@35m I Girder: 1@35m	Change to Box Culvert Change to Box Culvert	
2	ORB04 I: KM023+380 ORB04 O: KM023+420	2@27	Lo=46,3m Duy Loc River Bridge	I Girder: 2@127m I Girder: 2@127m	I Girder: 2@27m I Girder: 2@27m	Shift to BP side A2 Abutment: Near Existing Dyke Pier Foundation: Dia 1.5m
3	OP06 I: KM023+927 OP06 O: KM023+943	1@12 Slab Beam	No Hydrological Calculations (Overpass)	I Girder: 1@21m I Girder: 1@21m	I Girder: 1@21m I Girder: 1@21m	
4	ORB05 KM024+918	2@33	Lo=26,81. Duy Son River Bridge B=16.7m	I Girder: 1@40m	I Girder: 2@24m	A2 Abutment: Dia 1.5m

166

Attachment 1: Span Arrangement (by Bridge)

No.	Bridge/Station	F/S	Main features	B/D (Revision 1)	Agreement	Notes
5	ORB06 KM029+541	2@33	Lo=49,23 River Bridge	I Girder: 2@30m	I Girder: 2@30m	Shift to EP side (1 Span)
6	FO05 KM024+790		Flyover	<u>Void Slab: 2@25m</u>	<u>Void Slab: 2@27m</u>	Change Bridge Width (5.0m)
7	FO05a KM026+520		Flyover	<u>Void Slab: 2@22m</u>	<u>Void Slab: 2@24m</u>	Change Bridge Width (3.0m)
8	FO05b KM026+806		Flyover	<u>Void Slab: 2@24m</u>	<u>Void Slab: 2@24m</u>	Change Bridge Width (5.0m)
Package PKG 5						
1	ORB07 KM034+151	2@24	Lo=30m River Bridge	I Girder: 1@33m	I Girder: 1@33m	Update Alignment and Profile Deep Cut Section
2	OP09 KM035+488	1@21	no hydrological calculations (Overpass)	Portal Rigid Frame: 19m	I Girder: 1@21m	Update Alignment and Profile Deep Cut Section
3	ORB08 KM036+421	2@24	Lo=29m River Bridge+Overpass	I Girder: 1@33m	I Girder: 1@33m	
4	ORB09 KM036+887	1@12 Slab Beam	Lo=10m River Bridge	Portal Rigid Frame: 10m	Change to Box Culvert	
5	ORB09a KM038+366	4@33	Lo=68m Across a Branch of Ly Ly River and Cross Road	I Girder: 2@35m	I Girder: 3@24m	Shift to EP side (Few Meters)
6	LRB08 KM039+629	5@33	Lo=148m (Lo210=155m) Ly Ly River Bridge	I Girder: 7@35m	I Girder: 6@33m	Delete 1 Span (A1 Side) Shift to BP side Bridge Skew to 90 Degrees
7	CB09 KM040+110	1@12	Lo=15,4m Canal Bridge	I Girder: 1@33m	I Girder: 1@33m	
8	OP09a KM040+880	1@24	No Hydrological Calculations (Overpass)	I Girder: 1@27m	I Girder: 1@27m	Ha Lam IC
9	OP10 Km041+325	1@24	No Hydrological Calculations (Overpass)	I Girder: 1@24m	I Girder: 1@24m	Ha Lam IC

## Attachment 1: Span Arrangement (by Bridge)

No.	Bridge/Station	F/S	Main features	B/D (Revision 1)	Agreement	Notes
<b>Package PKG 6</b>						
1	CB10 KM042+188	2@24	No Hydrological Calculations (Canal Bridge)	I Girder: 1@30m	I Girder: 1@30m	
2	ORB10 KM042+557		Lo=6.58m Vượt mương	Portal Rigid Frame: 12m	Change to Box Culvert	
3	OP11 KM042+723	1@21	No Hydrological Calculations (Overpass)	I Girder: 1@21m	I Girder: 1@21m	
4	CB11 KM043+655	1@12 Slab Beam	No Hydrological Calculations Canal Bridge+Overpass	I Girder: 1@27m	I Girder: 1@27m	
5	ORB11 KM044+437	2@24	Lo=43m River Bridge	I Girder: 2@24m	I Girder: 2@24m	Shift to EP side to Flow Metering
6	ORB12 KM045+438	1@9 Slab Beam	Lo=26m River Bridge	I Girder: 1@30m	I Girder: 1@30m	
7	CB12 KM045+540	1@15 Slab Beam	No Hydrological Calculations Canal Bridge	I Girder: 1@27m	I Girder: 1@27m	
8	ORB13 KM045+880	4@33	Lo=50m River Bridge	I Girder: 2@27m	I Girder: 2@27m	
9	OP11a KM047+136	1@9 Slab Beam	No Hydrological Calculations (Overpass)	I Girder: 1@21m	I Girder: 1@21m	
10	LRB09 KM047+911	4@33	Lo=133m River Bridge	I Girder: 3@30m	I Girder: 3@33m	At Abut. Shift to EP Side Avoid Slope Near Bank
11	CB13 KM048+390		No Hydrological Calculations	I Girder: 1@27m	I Girder: 1@27m	
<b>Package PKG 7</b>						
1	OP15 KM054+346	1@9m Slab Beam	No Hydrological Calculations Overpass Cross road w=8m	I Girder: 1@21m	I Girder: 1@21m	
2	ORB14 KM054+917	1@33	Lo=30.36m	I Girder: 1@35m	I Girder: 1@33m	

Attachment 1: Span Arrangement (by Bridge)

No.	Bridge/Station	F/S	Main features	B/D (Revision 1)	Agreement	Notes
3	LRB10 KM055+651	4@33	Lo=100m River Bridge	I Girder: 3@40m	I Girder: 4@133m	Abutment: Non-separate Type Shift to Right Side River No Ret. Abutment A1: Bank Protection (Gabion) Topographic Data: Revise
4	ORB15 KM057+095	1@33	Lo=14.98m	I Girder: 1@21m	I Girder: 1@30m	
5	OP16 KM057+507	1@21	No Hydrological Calculations. Overpass	I Girder: 1@21m	I Girder: 1@21m	
6	ORB15a KM058+252		Lo=50.81m	I Girder: 2@40m	I Girder: 3@33m	Abutment: Non-separate A2: Shift to Right Side Pier: Round Shape Bridge Skew: Follow Main River
7	OP17a KM060+043		No Hydrological Calculations Overpass	Portal Rigid Frame: 19m	I Girder: 1@21m	
8	OP17b KM060+958		No Hydrological Calculations Overpass	I Girder: 1@21m	I Girder: 1@21m	Vertical Clearance: 4.5m Requested by DOT-Quang Nam
9	CB15 KM061+793		No Hydrological Calculations Irrigation Canal Bridge	I Girder: 1@24m	Change to Box Culvert	Check Site Conditions
10	ORB16 KM062+456		Lo=54.92m	I Girder: 2@30m	I Girder: 2@30m	
11	OP17c KM063+786		No Hydrological Calculations Overpass	I Girder: 1@40m	I Girder: 1@33m	Abutment: Separate Type Vertical Clearance: 4.75m Requested by DOT-Quang Nam (Upgrade to NH, Future) Revise Location (Tam Ky 60)
12	IRB01 Ramp-C, KM000+487		Flyover	Void Slab: 2@28m	Void Slab: 2@30m	
Package PKG A1						
1	ORB17a KM066+285	3@21	Lo=18.89m Cross a Stream	I Girder: 1@24m	I Girder: 1@24m	



## Attachment 1: Span Arrangement (by Bridge)

No.	Bridge/Station	F/S	Main features	B/D (Revision 1)	Agreement	Notes
2	OP17d KM066+463			I Girder: 1@40m	I Girder: 1@33m	Abutment: Separate Type
3	LRB12 KM068+456	9@33	Lo=183.2m	I Girder: 7@40m	I Girder: 7@40m	
4	CB21 KM071+159	1@15 Dầm bản	No Hydrological Calculations Canal Bridge+Overpass	I Girder: 1@21m	I Girder: 1@21m	
5	ORB20 KM074+175	4@33	Lo=12.62m	I Girder: 1@24m	Change to Box Culvert	
6	ORB21 KM075+183		Lo=53.05m River Bridge.	I Girder: 2@33m	I Girder: 2@33m	
7	FO07 KM077+020		Flyover	Void Slab: 2@24m	Void Slab: 2@24m	Change Bridge Width (4.0m)
8	FO08 KM078+640	5@35 Dầm bản	Flyover	Void Slab: 2@27m	Change to K-frame Bridge	Machine (Thruway): No widening Change Bridge Width (4.0m)
Package PKG A2						
1	CB23 KM081+364	1@33	Overpass	I Girder: 1@40m	I Girder: 1@33m	Abutment: Separate Type
2	ORB22 KM082+349	3@24	Lo=53.1m Thu Xuan River Bridge	I Girder: 3@21m	I Girder: 3@21m	
3	OP19 KM085+737		Overpass	I Girder: 1@27m	I Girder: 1@27m	
4	ORB23 KM087+709	1@24	Lo=32.3m River Bridge	I Girder: 1@35m	I Girder: 1@33m	
5	LRB12a KM087+970	4@24	Lo=103.1m Mu Cua River	I Girder: 4@33m	I Girder: 4@33m	
6	ORB25a KM091+140		Lo=18m River Bridge	Portal Rigid Frame: 18m	I Girder: 1@21m	
7	CB25 KM092+359	3@24	Lo=27.2m Irrigation Canal Bridge	I Girder: 1@33m	I Girder: 1@33m	
8	OP18a KM082+986	3@35 Dầm bản	Overpass	I Girder: 1@27m	I Girder: 1@27m	Chu Lai IC
9	FO09 KM089+158		Flyover	Void Slab: 2@27m	Void Slab: 2@24m	

Attachment 1: Span Arrangement (by Bridge)

No.	Bridge/Station	F/S	Main features	B/D (Revision 1)	Agreement	Notes
<b>Package PKG A3</b>						
1	OP20 KM099+543		Overpass	Portal Rigid Frame: 19m	I Girder: 1@21m	
2	OP20a KM100+846		No Hydrological Calculations Overpass	Portal Rigid Frame: 14m	Portal Rigid Frame: 14m	
				Box Culvert	Change to Bridge	Opening Length: 32.3m
4	ORB27 KM104+887	1@24	Lo=25.8m River Bridge+Overpass	I Girder: 1@33m	I Girder: 1@33m	
5	VD9a KM107+307		Lo=24.9m Discharge Viaduct	I Girder: 1@30m	I Girder: 1@30m	
6	VD9b KM107+829		Lo=24.9m Discharge Viaduct	I Girder: 1@30m	I Girder: 1@30m	
7	ORB26 KM101+454		Lo=21.1m River Bridge	I Girder: 1@27m	I Girder: 1@27m	Dung Quat IC
8	CB27 KM101+826		Lo=16.6m Canal Bridge	Portal Rigid Frame: 19m	I Girder: 1@21m	Dung Quat IC
			Box Culvert	Change to Bridge	Change to Bridge	Opening Length: 23.3m
10	IRB02 Ramp-B, KM000+422	3@35 Dầm bản	Canal Bridge	Void Slab: 1@30m	I Girder: 1@30m	Dung Quat IC
11	IRB03 Ramp-C1, KM000+981	4@35 Dầm bản	Flyover (NH1A, Railway)	I Girder: 2@40m	I Girder: 2@40m	Dung Quat IC
12	IRB04 Ramp-C1, KM001+255	6@35 Dầm bản	Flyover	Void Slab: 2@35m	2@140m	Dung Quat IC
13	FO10 KM103+500		Flyover	Void Slab: 2@28m	Change to K-frame Bridge	Median (flyway): No widening Change Bridge Width (3.0m)

## Attachment 1: Span Arrangement (by Bridge)

No.	Bridge/Station	F/S	Main features	B/D (Revision 1)	Agreement	Notes
Package PKG A5						
1	OP24a KM124+898		No Hydrological Calculations. Overpass w=18m	I Girder: 1@33m	I Girder: 1@33m	
2	VD12 KM126+882	16@40 Super T	Lo=680m Discharge Viaduct	Super Tee Girder: 17@40m	Super Tee Girder: 17@40m	
3	VD13 KM127+759	7@40 Super T	Lo=280m Discharge Viaduct	I Girder: 7@40m	Super Tee: 7@40m	
4	OP25 KM128+615		Overpass w=12m	I Girder: 1@40m	I Girder: 1@30m	Abutment Separate Type
5	ORB29 KM132+620	1@33	Lo=34.5m Cross a Stream	I Girder: 1@40m	I Girder: 1@40m	
6	OP27 KM134+953	12@40 Super T	Overpass (Railway)	I Girder: 3@40m	I Girder: 3@40m	
7	CB38 KM138+284	1@24	Lo=25m. Canal Bridge	I Girder: 1@40m	I Girder: 1@40m	
8	ORB28a KM130+173		Lo=28.6m River Bridge	I Girder: 1@33m	I Girder: 1@33m	Quang Ngai IC

162







***Appendix 2.5 : Consultant's Comments on VNPT's B/D of Optical Cable System***





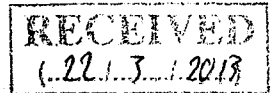
**Consulting Services for  
Detailed Design for Danang - Quang Ngai Expressway Development Project  
IDA Credit No. 3843-VN**

Project Office  
11th Floor, PVFC Building, Lot A2.1, April 30 Street, Hai Chau District, Danang City, Vietnam

Tel. : +84-(0)511-3797961  
Fax. : +84-(0)511-3797962

Ref. No. : DQEDD-PMU85-149-13  
Date : March 22, 2013

**Mr. Nguyen Trung Sy**  
Project Manager  
Project Management Unit No. 85 (PMU85), Danang  
Fax No.: +84-511-3642-914



**Subject: Submission of Comments on B/D of Optical Cable System by VNPT**

Dear Sir,

Reference is made to the following documents:

- Your Letter No. 723/VEC-KTCNMT dated on March 13, 2013

We re-studied the optical cable system in the Project in consideration of B/D by VNPT and discussed with VEC and PMU85 in the meeting on March 21, 2013.

We understand that the conclusions in the meeting are as follows:

- Prepare D/D based on the Consultant's Recommendations (see Attachment-1)
- Mention Typical Plan on Drawings
- Exclude Work Quantities from the Project

As your request, we officially submit our study results to you by this letter as attached.

Thank you for your cooperation.

Sincerely Yours,

Ichizuru ISHIMOTO  
Project Manager/Team Leader

Enclosed: Attachment 1: Comments on Basic Design of Optical Cable System by VNPT and Recommendations

C.C. : PMU85, Vinh  
Office Copy

## Comments on Basic Design of Optical Cable System by VNPT and Recommendations

### 1. Summary of Basic Design

The basic design of optical cable system prepared by VNPT together with the comparison of optical cable system plan proposed by the Consultant is outlined as table below.

**Table-1 Comparison of Optical Cable System Basic Design by VNPT and Plan by the Consultant**

Item	Design	Basic Design by VNPT	ITS Plan by the Consultant	Consultant's Recommendations
1. Type and Number of Conduit		HDPE D112/90mm x 1 pipe with 3 cells (1 for ITS, 1 for VNPT, 1 for Spare)	PVC D50mm x 2 pipes (1 for ITS, 1 for VNPT, 1 for Spare)	HDPE D112/90mm x 1 pipe with 4 cells (2 for ITS, 1 for VNPT, 1 for Spare)
2. Location		Left side of expressway	Both side of expressway	Left side of expressway
3. Conduit Position at Embankment Section		3 m far from side ditch	1.5 m far from edge of road shoulder	1.5 m far from edge of road shoulder
4. Buried Depth of Conduit		600 mm from surface to top of conduit	600 mm from surface to top of conduit	600 mm from surface to top of conduit
5. Conduit at Bridge Section		Conduit attached on outer concrete barrier	Conduit buried inside outer concrete barrier	Conduit buried inside outer concrete barrier
6. Manhole/Pull box Interval		500m	250m	250m
7. Manhole Size		1,516 x 816 x 925mm, 1,516 x 1,336 x 925mm, 1,516 x 1,336 x 1,820mm	1,600 x 1,440 x 1,350mm	1,516 x 1,336 x 925mm, 1,516 x 1,336 x 1,820mm
8. Pull box Size		-	1,600 x 1,440 x 1,350mm	1,200 x 350 x 200mm
9. Optical Cable Size		ITU-T G.652	15mm (SM/DSF-100C or equivalent)	15mm (SM/DSF-100C or equivalent)
10. Minimum Curve Radius of Conduit		290 mm	R>300mm (R>20D, D:15mm)	R>300mm (R>20D, D:15mm)

### 2. Comments on the Basic Design

- Applying the cable conduit system of HDPE 112/90mm with 3 cells is basically acceptable since this type of system has much more future expandability and flexibility for additional cable installation.
- Digital transmission system of ITS planned in this Project will be configured a flattened ring structure with loop-back function to guarantee connectivity even if one fiber optic node or communication cable fail to operate. From this reason, the fiber optic cable installation both side of expressway is proposed in the ITS plan by the Consultant. One-sided cable installation proposed by VNPT may cause the reduction of network reliability even though it can be reduce the construction costs.
- The DQE is passing through flood prone area and the vertical alignment at embankment section is determined in consideration of high water level. The conduit installation location 3 meters away from side ditch will be of low elevation and optical cable may be damaged by water retaining in the conduit and manhole. Also, at cutting section, it requires huge amount of cutting soil if the conduit will be installed at such position.
- The buried depth 600mm from surface to top of conduit is acceptable to properly protect the cable conduit from pressure.

- Conduit attached on outer concrete barrier is not good for landscape and steel pipe instead of HDPE pipe must be used in such installation method.
- Manhole interval must be decided taking into consideration of maximum pulling tension of cable since the conduit line is not normally straight due to the obstacles. For this reason, the maximum interval of manhole for optical cable is regulated as 250m in Japanese standard.
- Required width of manhole is depended on the work space and size of optical cable connection sleeve. Even though the location of ITS equipment introduced in initial stage is proposed in the ITS plan, some of equipment such as CCTV camera, vehicle detection system, may be additionally installed in later stage. In this case, the connection sleeve is required to connect optical cable with ITS equipment at nearest manhole. Since such future ITS equipment location is not exactly determined at this moment, all of manholes must have enough width for future expandability.

### 3. Recommendations

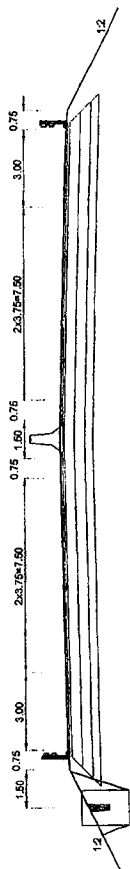
- HDPE 112/90mm with cells instead of PVC 50mm x 2 pipes is recommended for optical cable conduit system of the DQE as proposed by VNPT.
- To minimize the construction cost of optical cable conduit, one-sided cable installation proposed by VNPT will be applied to the DQE. However, two optical cables for ITS shall be installed in a HDPE pipe to realize high network reliability with loop-back function. Thus, the HDPE pipe shall have 4 cells, 2 cells for ITS, 1 for VNPT and 1 for spare.
- In order to reduce negative impact from flooding, the optical cable conduit must be installed at higher elevation as much as possible. It is recommended that the conduit shall be positioned at 1.5m far from edge of road shoulder proposed by the Consultant.
- It is recommended that the optical cable conduit at bridge section shall be buried inside concrete barrier with better scenery.
- It is recommended that calculation for cable pulling tension shall be made by VNPT for making decision of manhole intervals.
- All of manhole width shall be of 1336mm or wider to keep installation space for additional optical cable connection sleeve.

### 4. Proposed Conduit Installation Plan (Typical Section)

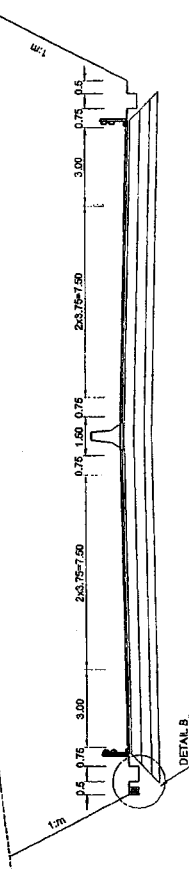
See Attachment-1

(End)

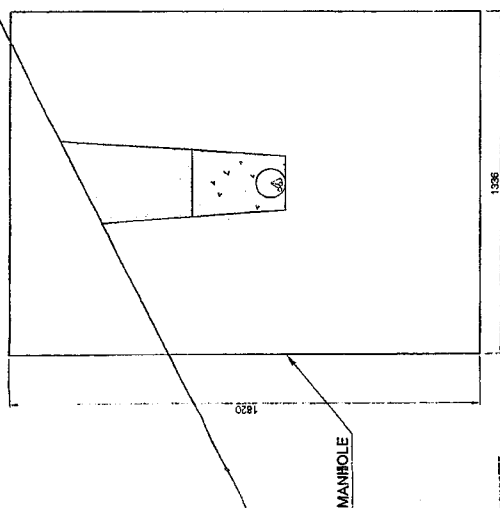
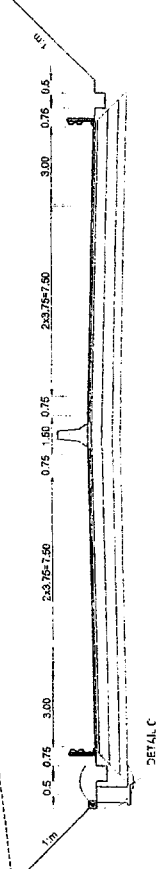
(SCALE 1:200)



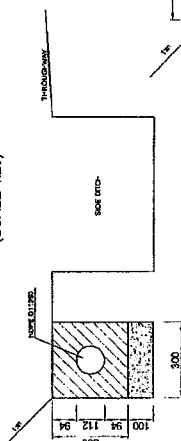
## TYPICAL SECTION TYPE 2



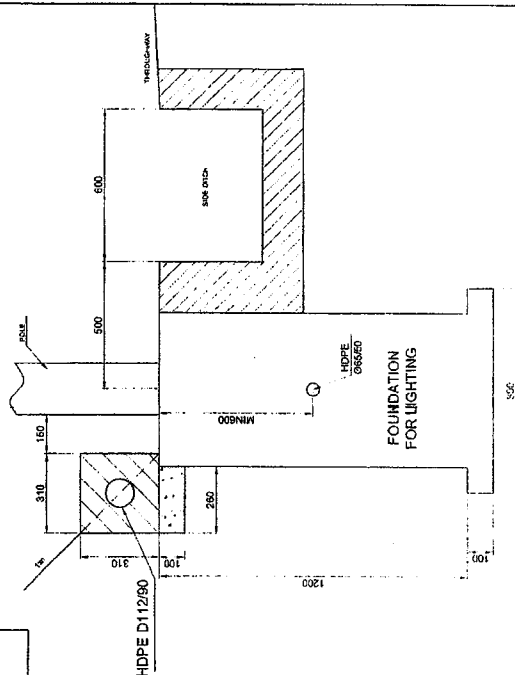
## TYPICAL SECTION TYPE 3



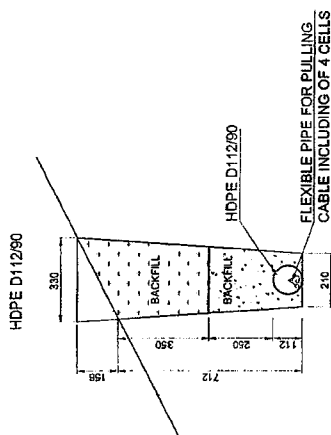
DETAIL B  
(SCALE 1:20)



DETAIL C  
SCALE 1:20)



FOUNDATION  
FOR LIGHTING

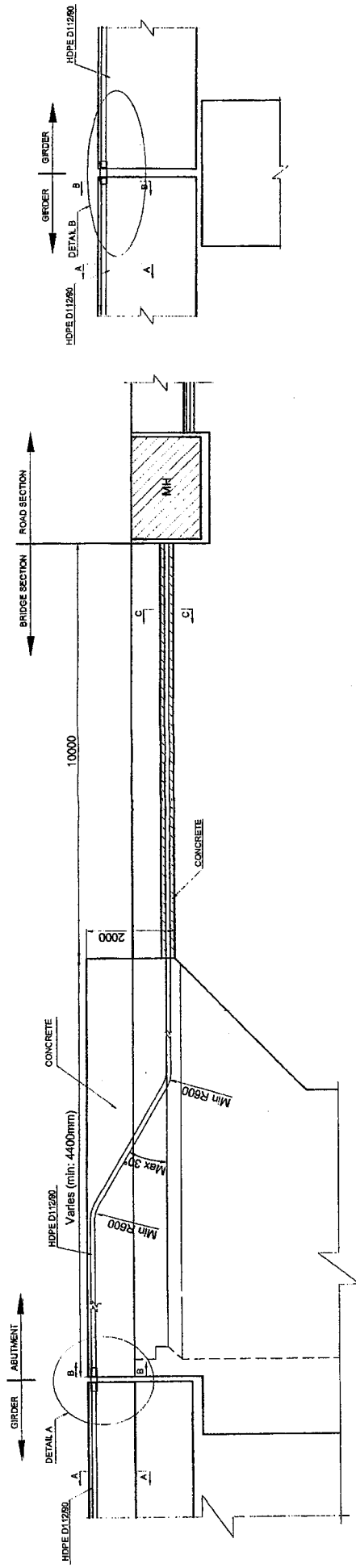


MINISTRY OF TRANSPORT VIETNAM		ENGINEERING DESIGN CONSULTANT		REMARKS:	D.A. NANG-QUANG NGAI EXPRESSWAY DEVELOPMENT PROJECT Station:
CLIENT	PROJECT MANAGEMENT CONSULTANT	The Joint Venture of Nippon Koei Co., Ltd. Nippon Engineering Consultants Co., Ltd. Chuda Co., Ltd. The Engineering Consultant Co., Ltd.			
VIETNAM EXPRESSWAY	PROJECT MANAGEMENT				
PROJECT NO.:		J. CHODA			

PACKAGE:				CROSS SECTION (1/3)			
PREPARED BY:	CHECKED BY:	APPROVED BY:					
M. T. NAM	K. NISHIMURA	U. SHIMOTO					
SIGNATURE						SCALE	REV. NO.
DATE							

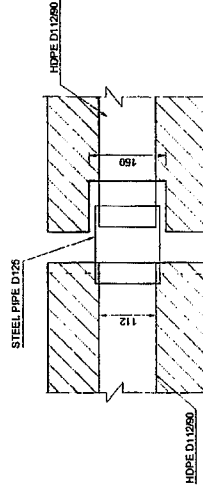
# TYPICAL SECTION TYPE 4 (BRIDGE)

SCALE: 1/100



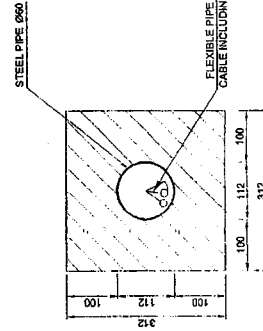
## DETAIL A

SCALE: 1/10



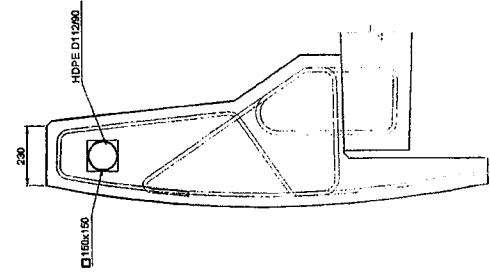
## SECTION C-C

SCALE: 1/10



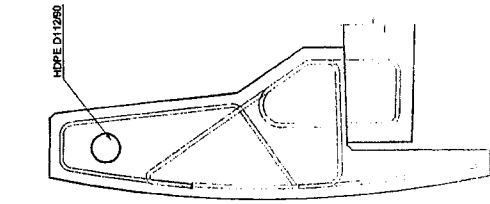
## SECTION B-B

SCALE: 1/20



## SECTION A-A

SCALE: 1/20



## PLAN

FLEXIBLE PIPE FOR PULLING  
CABLE INCLUDING OF 4 CELLS

## SIDE

DA NANG-QUANG NGAI EXPRESSWAY DEVELOPMENT PROJECT

RELATIVE

ENGINEERING DESIGN CONSULTANT

MINISTRY OF TRANSPORT VIETNAM

CLIENT

PROJECT MANAGEMENT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

CONSULTANT

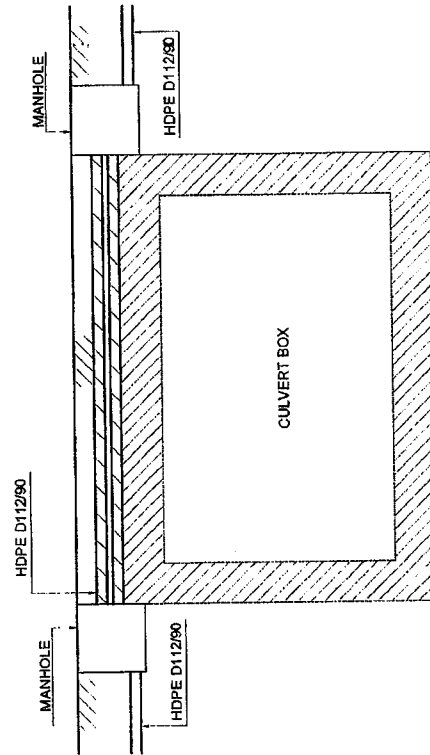
CONSULTANT

CONSULTANT

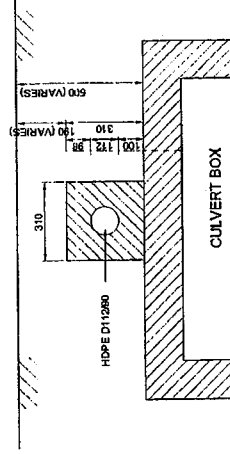
CONSULTANT

CONSULT

CULVERT BOX  
NO SCALE

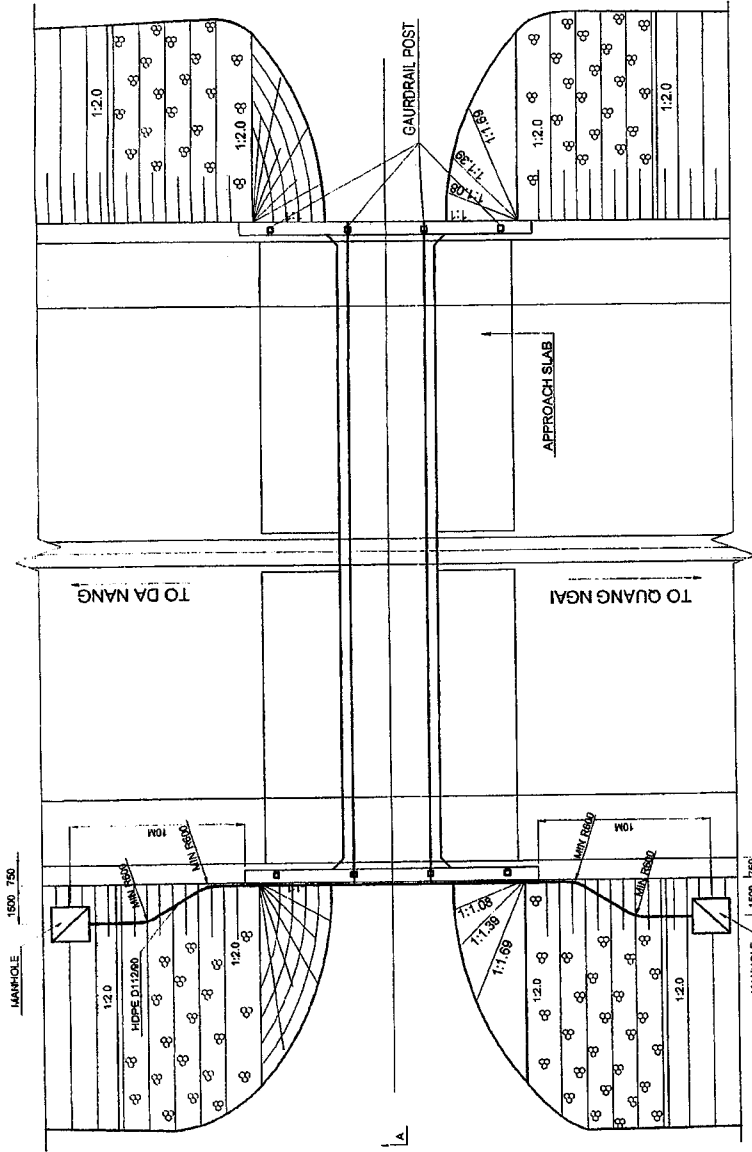


HDPE D112/90  
(SCALE 1:20)

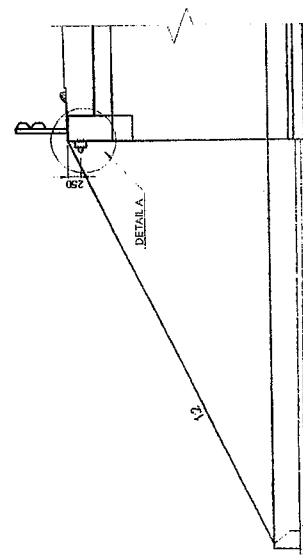


MINISTRY OF TRANSPORT VIETNAM		ENGINEERING DESIGN CONSULTANT		REMARKS:		DA NANG-QUANG NGAI EXPRESSWAY DEVELOPMENT PROJECT Station: Package:					
CLIENT	PROJECT MANAGEMENT CONSULTANT	The Joint Venture of Nippon Engineering Consultants Co. Ltd. Nippon Engineering Consultants Co. Ltd. Choze Co., Ltd. Thai Engineering Consulting Co. Ltd.		PREPARED BY	CHECKED BY	APPROVED BY	CROSS SECTION (23)				
	PROJECT MANAGEMENT			M. T. NAM	KINSHIMURA	LIHIMOTO					
VIEWABLE PRESSWAY	SECTION (23)	SCALE		SIGNATURE		DATE		DRAWING NO.		REV. NO.	

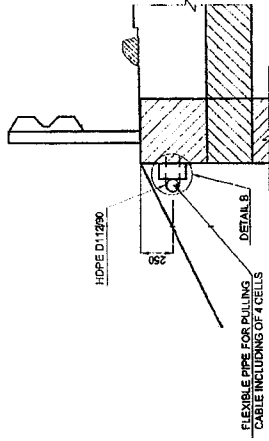
PLAN  
(SCALE 1:200)



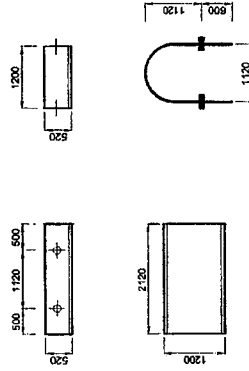
SECTION A-A  
(SCALE 1:100)



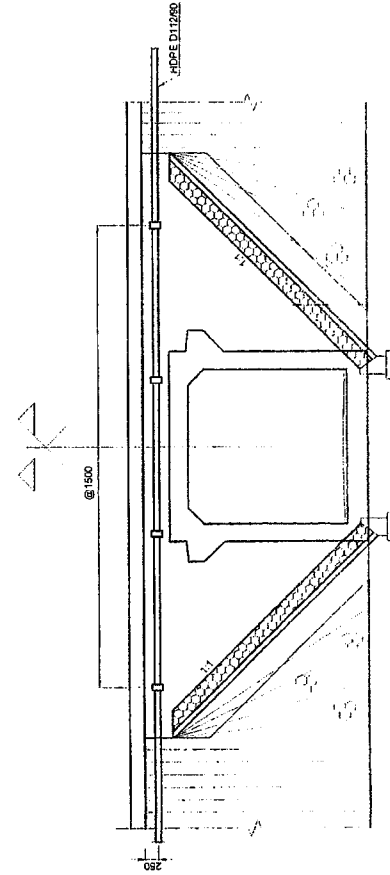
DETAIL A  
(SCALE 1:40)



DETAIL A  
(SCALE 1:20)



SIDE VIEW  
(SCALE 1:100)



DA NANG-QUANG NGAI EXPRESSWAY DEVELOPMENT PROJECT

Station:

NAME	SIGNATURE	DATE
PREPARED BY M. T. NAM	CHECKED BY KNISHIMUTA	APPROVED BY ISHIMOTO

SCALE

DRAWING NO.

REV. NO.

REMARKS:

ENGINEERING DESIGN CONSULTANT

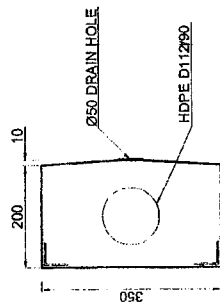
The Joint Venture of  
Nippon Engineering Co., Ltd.  
and  
Chugoku Co., Ltd.

PROJECT MANAGEMENT  
CONSULTANT  
PROJECT MANAGEMENT

CLIENT  
VIETNAM EXPRESSWAY  
CORP. (VEXIMCO)

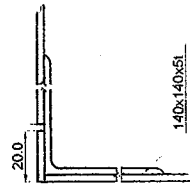
UNIT NO. 02

## SCALE: 1/100



Technical drawing of a vertical cylindrical component. The drawing shows a cross-section with a cover at the bottom and a body above it. A detail view 'DETAIL A' is shown at the top left, indicating a specific feature. Dimensions include a diameter of Ø50 for the drain hole, a length of 1200 for the body, and a diameter of 100 for the cover. The cover is labeled 'COVER' and the body is labeled 'BODY'.

SCALE: 1/20



THẦN HỢP BĂNG THÉP TẤM DÀY 6MM MA KÉM 450MG/M2

**HOT DIP ZINCING 450MG/M2**

[illegible]



**Consulting Services for  
Detailed Design for Đà Nẵng - Quang Ngai Expressway Development Project  
IDA Credit No. 4779-VN**

Project Office  
11th Floor, PVFC Building, Lot A2.1, April 30 Street, Hai Chau District, Danang City, Vietnam

Tel. : +84-(0)511-3797961  
Fax. : +84-(0)511-3797962

Số : DQEDD-PMU85-149-13  
Ngày : 22/03/2013

**Ông Nguyễn Trung Sỹ**

Giám đốc dự án

Ban quản lý dự án 85 (PMU85), Đà Nẵng

Số Fax: +84-511-3642-914

**V/v: Trình ý kiến về TKCS hệ thống cáp quang của VNPT**

Thưa Ông,

Tham chiếu công văn:

- Số 723/VEC-KTCNMT ngày 13/3/2013 của VEC

Tư vấn đã nghiên cứu lại hệ thống cáp quang cho Dự án có xem xét đến TKCS của VNPT cũng như đã thảo luận với VEC và Ban 85 tại buổi họp ngày 21/3/2013.

Tư vấn hiểu rằng kết luận tại buổi họp như sau:

- Lập TKKT trên cơ sở đề xuất của Tư vấn (xem Bản đính kèm -1)
- Đưa ra các Bản vẽ điển hình
- Việc này không nằm trong Khối lượng công việc của Dự án

Theo yêu cầu của Ban, bằng thư này Tư vấn chính thức trình kết quả nghiên cứu để Ban xem xét.

Cảm ơn sự hợp tác của Ban.

Trân trọng,



Ichizuru ISHIMOTO  
Giám đốc dự án

Đính kèm: Đính kèm 1: Ý kiến về TKCS Hệ thống cáp quang của VNPT và đề xuất

C.C. : PMU85, Vĩnh  
Lưu văn phòng

C.C. : Mr. Maeda

## Bình luận Ngắn gọn về Thiết kế Cơ sở Hệ thống Cấp quang của VNPT và Kiến nghị

### 1. Tóm tắt Thiết kế cơ sở

Thiết kế cơ sở hệ thống cấp quang do VNPT lập cùng với so sánh phương án hệ thống cấp quang do Tư vấn đề xuất được tóm tắt như sau:

**Bảng-1 So sánh Thiết kế Cơ sở Hệ thống Cấp quang của VNPT và Phương án đề xuất của Tư vấn**

Hạng mục thiết kế	Thiết kế Cơ sở của VNPT	Phương án ITS của Tư vấn	Đề xuất của Tư vấn
1. Loại và số lượng đường ống	HDPE D112/90mm x 1 ống gồm 3 tép (1 cho ITS, 1 cho VNPT, 1 dự phòng)	PVC D50mm x 2 ống (1 cho ITS, 1 cho VNPT, 1 dự phòng)	HDPE D112/90mm x 1 ống gồm 4 ngắn (2 cho ITS, 1 cho VNPT, 1 dự phòng)
2. Vị trí	Bên trái đường cao tốc	Hai bên đường cao tốc	Bên trái đường cao tốc
3. Vị trí đường ống tại đoạn nền đắp	Cách rãnh biên 3 m	Cách mép vai đường 1.5 m	Cách mép vai đường 1.5 m
4. Độ sâu chôn đường ống	600 mm từ mặt đường xuống đỉnh ống	600 mm từ mặt đường xuống đỉnh ống	600 mm từ mặt đường xuống đỉnh ống
5. Đường ống tại đoạn cầu	Đường ống được gắn phía ngoài lan can bê tông	Đường ống được chôn bên trong phía ngoài lan can bê tông	Đường ống được chôn bên trong phía ngoài lan can bê tông
6. Khoảng cách hố kỹ thuật/hộp kỹ thuật	500m	250m	250m
7. Kích thước hố kỹ thuật	1.516mm x 816mm x 925mm, 1.516mm x 1.336mm x 925mm, 1.516mm x 1.336mm x 1.820mm	1.600mm x 1.440mm x 1.350mm	1.516 x 1.336 x 925mm, 1.516 x 1.336 x 1.820mm
8. Kích thước hộp kỹ thuật	-	1.600 x 1.440 x 1.350mm	1.200 x 350 x 200mm
9. Kích thước cáp quang	ITU-T G.652	15mm (SM/DSF-100C or equivalent)	15mm (SM/DSF-100C or equivalent)
10. Bán kính đường cong ống	290 mm	R>300mm (R>20D, D:15mm)	R>300mm (R>20D, D:15mm)

### 2. Bình luận Thiết kế Cơ sở

- Việc áp dụng hệ thống đường ống cáp HDPE 112/90mm 3 tép cơ bản chấp nhận được vì loại hệ thống này có nhiều khả năng triển khai trong tương lai và linh hoạt trong việc lắp đặt thêm cáp.
- Hệ thống truyền số của ITS quy hoạch cho dự án này sẽ được thiết lập cấu hình cấu trúc vòng phẳng với chức năng vòng lặp để đảm bảo khả năng kết nối ngay cả khi một nút sợi quang hay cáp truyền thông không hoạt động. Vì lý do này, Tư vấn đề xuất lắp đặt cáp quang hai bên đường cao tốc trong phương án ITS. Việc lắp đặt cáp một bên đường cao tốc của VNPT có thể làm giảm độ tin cậy của mạng mặc dù nó có thể giảm được chi phí xây dựng.
- DQE đi qua khu vực ngập lụt và chiều cao tuyến tại khu vực nền đắp được xác định có xét đến mực nước cao. Vị trí lắp đặt đường ống cách rãnh biên 3m sẽ là cao độ thấp và cáp quang có thể bị phá

hỏng do nước lưu lại trong đường ống và miệng cống. Tại đoạn đào cũng vậy, cần khối lượng đào đất lớn nếu đường ống sẽ được lắp đặt tại vị trí như thế.

- Độ sâu chôn ống là 600mm từ mặt đường xuống đỉnh ống là có thể chấp nhận để bảo vệ đường ống cáp phù hợp khỏi áp lực.
- Đường ống gần phía ngoài lan can bê tông là không tốt cho cảnh quang và phải sử dụng ống thép thay vì ống HDPE đối với phương pháp lắp đặt như vậy.
- Cự ly hố kỹ thuật phải được xác định có xem xét đến lực kéo tối đa của cáp vì đường ống thường không thẳng do các chướng ngại vật. Vì lý do này, nên khoảng cách hố kỹ thuật đối với cáp quang được quy định là 250m theo tiêu chuẩn của Nhật Bản.
- Chiều rộng cần thiết của hố kỹ thuật phụ thuộc vào không gian làm việc và kích thước của ống bọc ngoài cáp quang. Mặc dù vị trí lắp đặt thiết bị áp dụng trong giai đoạn đầu đã được đề xuất trong phương án ITS; nhưng một số thiết bị như camera CCTV, hệ thống phát hiện xe có thể sẽ được lắp đặt bổ sung trong giai đoạn sau. Trong trường hợp này, ống bọc ngoài kết nối được quy định để nối cáp quang với thiết bị ITS tại miệng ga gần nhất. Vì vị trí thiết bị ITS sẽ lắp đặt trong tương lai chưa được xác định cụ thể tại thời điểm hiện tại, nên tất cả các hố kỹ thuật phải có đủ độ rộng cho việc mở rộng trong tương lai.

### 3. Kiến nghị

- Đề xuất sử dụng ống HDPE 112/90mm có các ngăn cho hệ thống đường ống cáp quang DQE như thiết kế của VNPT.
- Để giảm chi phí xây dựng đường ống cáp quang, sẽ áp dụng lắp đặt cáp một bên theo đề xuất của VNPT đối với DQE. Tuy nhiên, hai cáp quang cho ITS sẽ được lắp đặt trong một ống HDPE để thu được độ tin cậy cao của mạng với chức năng vòng lặp. Vì thế, ống HDPE sẽ có bốn tếp: 2 tếp cho ITS, 1 tếp cho VNPT và một tếp dự phòng.
- Để giảm tác động tiêu cực do lũ lụt gây ra, đường ống cáp quang phải được lắp đặt càng cao càng tốt. Kiến nghị đặt vị trí đường ống cách mép vỉa đường 1,5m theo đề xuất của Tư vấn.
- Kiến nghị chôn đường ống cáp quang bên trong lan can bê tông tại đoạn cầu để có tính thẩm mỹ cao hơn.
- Kiến nghị VNPT nên tính toán lực kéo của cáp để quyết định cự ly hố kỹ thuật.
- Chiều rộng của tất cả các hố kỹ thuật sẽ là 1.336mm hoặc rộng hơn để giữ không gian lắp đặt bổ sung các cáp quang.

### 4. Đề xuất Phương án Lắp đặt Đường ống (Mặt cắt điển hình)

Xem Bản vẽ kèm 1







***Appendix 2.6 : VEC's Letter (Additional Applicable Technical Standards (2<sup>nd</sup>))***





MOT  
VEC

No.: 957/TTr-VEC

SOCIALIST REPUBLIC OF VIETNAM  
Independence – Freedom – Happiness

Ha Noi, 28<sup>th</sup> March 2013

STATEMENT

On

Request of Approval for Technical Standard Frame - DQEP

Attn: MOT

Pursuant to:

- Decree No.12/2009/ND-CP by Government dated 12/02/2009 regarding the Construction Investment Project Management; Decree No.83/2009/ND-CP by Government dated 15/10/2009 on modification and supplementation of some clauses in Decree 12/2009/ND-CP;
- Decree No.209/2004/ND-CP dated 16/12/2004 by Government regarding the Construction Quality Management; Decree No.49/2008/ND-CP dated 18/04/2008 on modification and supplementation of some clauses in Decree 209/2004/ND-CP;
- Decision No. 09/2005/QD-BXD dated 07/04/2005 by MOT regarding issuance of "Regulation of applying international construction standards to construction activities in Vietnam" and Decision No. 35/2006/QD-BXD dated 22/11/2006 by MOT regarding additional issuance of some contents of Decision No. 09/2005/QD-BXD.
- Decision No.25/2005/QD-BGTVT dated 13/5/2005 by MOT regarding issuance of regulation on applying technical standards to traffic construction works.
- Circular No.09/2010/TT-BXD dated 15/10/2010 by MOT regarding regulation on applying norms, standards to construction activities.
- Decision No. 2656/QD-BGTVT dated 10/09/2012 by MOT regarding the approval on DQEP;
- Decision No.666/QD-BGTVT dated 06/04/2011 by MOT regarding the modification on total investment for DQEP.
- Decision 3470/QD-BGTVT dated 02/12/2010 by MOT regarding the issuance of co-operation mechanism during the implementation of DQEP;
- Decision 2149/QD-BGTVT dated 29/09/2011 by MOT regarding the assignment of PMU85 to be the agency, who is responsible for Detailed Design Consultancy for DQEP;
- Decision 362/QD-BGTVT dated 20/02/2009 by MOT regarding approval on standard frame for survey, project preparation and design for DQEP;
- Decision 727/QD-BGTVT dated 06/04/2012 by MOT regarding approval on supplementation of technical standard list, which are applied to DQEP;
- Notice No. 174/TB-BGTVT dated 25/03/2013 by MOT regarding modification of basic design for DQEP.

Based on Statement No.375/BQL-DNQN dated 26/03/2013 by PMU85 regarding the request of approval on the modification, addition of technical standard frame applied for DQEP, VEC would like to request MOT to consider and approve the modification, addition of technical standard frame applied for DQEP with the followings:

**1. Reason of modification, addition:**

In the Decision No.362/QD-BGTVT dated 20/02/2009 and 727/QD-BGTVT dated 06/4/2012 by MOT regarding Approval for technical standard frame applied for DQEP. During the implementation of detailed design, some new standards, regulations were issued to replace the existing standards, regulations by the Authorities; simultaneously, the D/D Consultant proposes to supplement some standards of material relating to the construction, supervision and acceptance for ensuring project quality and complying with current regulations.

**2. List of additional, modified standard frame:**

*(shown in attached Appendix).*

VEC would like to submit above contents to MOT for approval so that VEC has the basis for taking further actions to ensure project progress.

Receiver:

- As above
- Science-Technology Dept. - MOT
- Chairman of Member Board
- GD
- Coordination Board
- PMU85
- Consultant
- Filing: VT

ON BEHALF OF GENERAL DIRECTOR  
DEPUTY GENERAL DIRECTOR

*(signed and sealed)*

Tran Ngoc Hoang

## List of Additional / Updated Technical Standards

### Danh mục các tiêu chuẩn đề xuất bổ sung/thay thế

#### 1. The standards are recommended to replace/Các tiêu chuẩn đề xuất thay thế

No TT	Technical Standard Tiêu chuẩn	Old standards (Code)/ Tiêu chuẩn cũ (Số hiệu)	New standards to be replaced/Các tiêu chuẩn mới đề xuất thay thế
1	Asphalt Concrete Pavement – Specification for Construction and Acceptance <i>Mặt đường bê tông nhựa nóng – Yêu cầu thi công và nghiệm thu</i>	22TCN 249-1998	TCVN 8819:2011
2	Graded Aggregate Base and Subbase Pavement - Specification for Construction and Acceptance <i>Lớp móng cấp phối đá dăm trong kết cấu áo đường ô tô – Vật liệu, thi công và nghiệm thu</i>	22TCN 334-2006	TCVN 8859:2011
3	Bituminous Surface Treatment – Specification for Construction and Acceptance <i>Mặt đường láng nhựa nóng – Thi công và nghiệm thu</i>	22TCN 271-2001	TCVN 8863:2011
4	Standard Test Method for Measuring Road Pavement Surface Roughness Using a 3m Straight Edge <i>Mặt đường ô tô – Xác định độ bằng phẳng bằng thước dài 3m</i>	22TCN 16-1979	TCVN 8864:2011
5	Method for Measuring and Assessment Roughness by International Roughness Index (IRI) <i>Mặt đường ô tô – Phương pháp đo và đánh giá xác định độ bằng phẳng theo chỉ số gồ ghề quốc tế IRI</i>	22TCN 277-2001	TCVN 8865:2011
6	Standard Test Method for Measuring Pavement Macrottexture Depth Using a Volumetric Technique <i>Mặt đường ô tô – Xác định độ nhám mặt đường bằng phương pháp rắc cát – Thử nghiệm</i>	22TCN 278-2001	TCVN 8866:2011
7	Flexible Pavement – Standard Test Method for Determination of Elastic Modulus of Pavement Structure Using Benkelman beam <i>Áo đường mềm – Xác định mô đun đàn hồi chung của kết cấu bằng cần đo võng Benkelman</i>	22TCN 251-1998	TCVN 8867:2011
8	National Technical Regulation on Road Signs and Signals <i>Quy chuẩn kỹ thuật quốc gia về báo hiệu đường bộ</i>	22TCN 237-2001	QCVN 41:2012/BGTVT
9	Water for mixing concrete and mortar – Technical Specification <i>Nước trộn bê tông và vữa – Yêu cầu kỹ thuật</i>	TCVN 4506:1987	TCXDVN 302:2004
10	Portland cements – Specifications <i>Xi măng poóc lăng – Yêu cầu kỹ thuật.</i>	TCVN 2682 – 1999	TCVN 2682 - 2009
11	Portland blended cements – Specifications <i>Xi măng poóc lăng hỗn hợp – Yêu cầu kỹ thuật.</i>	TCVN 2660 – 1987	TCVN 6260 - 2009
12	Soil - Methods laboratory of determination of specific weight <i>Đất xây dựng – Phương pháp xác định khối lượng riêng trong phòng thí nghiệm.</i>	TCVN4195:1995	TCVN4195:2012
13	Soil - Methods laboratory of determination of volume weight <i>Đất xây dựng – Các phương pháp xác định khối lượng thể tích trong phòng thí nghiệm.</i>	TCVN4202:1995	TCVN4202:2012
14	Soils - Sampling, packing, transportation and curing of samples <i>Đất xây dựng – Phương pháp lấy bao gói, vận chuyển và bảo</i>	TCVN2683:1991	TCVN2683:2012

No TT	Technical Standard Tiêu chuẩn	Old standards (Code)/ Tiêu chuẩn cũ (Số hiệu)	New standards to be replaced/Các tiêu chuẩn mới đề xuất thay thế
	quản mẫu		
15	Bored Piles- Construction, check and acceptance <i>Cọc khoan nhồi – Thi công và nghiệm thu.</i>	TCXDVN 326:2004	TCVN 9395:2012
16	Bored piles – Determination of homogeneity of concrete - sonic pulse method <i>Cọc khoan nhồi – Xác định tính đồng nhất của bê tông – Phương pháp xung siêu âm.</i>	TCXDVN 358:2005	TCVN 9396:2012
17	Piles - standard test method in situ for piles under axial compressive load <i>Cọc – Phương pháp thử nghiệm hiện trường bằng tải trọng tính ép dọc.</i>	TCXDVN 269:2002	TCVN 9393:2012
18	Cement Treated Aggregate Base for Road Pavement – Specification for Construction and Acceptance <i>Móng cấp phối đá dăm và cấp phối thiên nhiên gia cố xi măng trong kết cấu áo đường ô tô – Thi công và nghiệm thu</i>	22TCN 245-1998	TCVN 8858:2011
19	Painting Traffic signal – Road marking by thermoplastic reflective material – Specification, testing method, construction and acceptance. <i>Sơn tín hiệu giao thông – Vật liệu kẻ đường phản quang nhiệt dẻo – Yêu cầu kỹ thuật, phương pháp thử, thi công và nghiệm thu.</i>	22TCN 283-2002	TCVN 8791:2011
20	Painting for protection of steel structure – Specification and testing method <i>Sơn bảo vệ kết cấu thép – Yêu cầu kỹ thuật và phương pháp thử</i>	22TCN 235-97	TCVN8789:2011
21	Painting for protection of steel structure – Construction and acceptance <i>Sơn bảo vệ kết cấu thép – Quy trình thi công và nghiệm thu</i>	22TCN 253-98	TCVN8790:2011
22	Paint and metal covering – Testing method in natural conditions <i>Sơn và lớp phủ kim loại – Phương pháp thử trong điều kiện tự nhiên</i>	22TCN 300-02	TCVN8785-1:2011 TCVN8785-14:2011
23	Concrete structure and precast reinforced concrete <i>Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép lắp ghép – Thi công và nghiệm thu</i>	TCXDVN 390:2007	TCVN 9115:2012
24	Drainage reinforced concrete culvert pipe <i>Ống cống BTCT thoát nước</i>	TCXDVN 372:2006	TCVN 9113:2012
25	Reinforced concrete box culvert <i>Cống hộp bê tông cốt thép</i>	TCXDVN 392:2007	TCVN 9116:2012
26	Bored pile – Specification for construction and acceptance <i>Cọc khoan nhồi – Tiêu chuẩn thi công và nghiệm thu</i>	TCXDVN 326:2004	TCVN 9395:2012
27	Bored pile – Ultrasonic impulse method for determining the uniform of concrete <i>Cọc khoan nhồi – Phương pháp xung siêu âm xác định tính đồng nhất của bê tông</i>	TCXDVN 358:2005	TCVN 9396:2012
28	Cement – Testing method – Determination of durability <i>Xi măng – Phương pháp thử – Xác định độ bền</i>	TCVN 6016:1995	TCVN 6016:2001
29	Portland cement – Specification <i>Xi măng Poodlăng – Yêu cầu kỹ thuật</i>	TCVN2682:1999	TCVN 2682:2009

No TT	Technical Standard Tiêu chuẩn	Old standards (Code)/ Tiêu chuẩn cũ (Số hiệu)	New standards to be replaced/Các tiêu chuẩn mới đề xuất thay thế
30	Mixed portland cement – Specification <i>Xi măng Pooc lăng hỗn hợp – Yêu cầu kỹ thuật</i>	TCVN 6260:1997	TCVN 6260:2009
31	Water for mixing concrete and mortar – Specification <i>Nước trộn bê tông và vữa – Yêu cầu kỹ thuật</i>	TCVN 4506:1987	TCVN 302:2004
32	Heavy concrete – Nondestructive method by using both ultrasonic counter and rebound hammer for determining compressive strength <i>Bê tông nặng – Phương pháp không phá hủy sử dụng kết hợp máy đo siêu âm và súng bật nảy để xác định cường độ nén</i>	TCXD 171-1989	TCVN 9335:2012
33	The finalization works in construction – Construction and acceptance <i>Công tác hoàn thiện trong xây dựng – Thi công và nghiệm thu</i>	TCXD 303-2006	TCVN 9397-2:2012 TCVN 9397-2:2012
34	Mass concrete – Specification for construction and acceptance <i>Bê tông khối lớn – Quy phạm thi công và nghiệm thu</i>	TCXDVN 305-2004	TCVN 9395-2012

**2. The standards are recommended to be additional approved/Các tiêu chuẩn đề xuất bổ sung**

No TT	Technical Standard Tiêu chuẩn	Code Số hiệu
1	Standard test method for CBR (California Bearing Ratio) of soils and unbound roadbase in place <i>Phương pháp xác định chỉ số CBR của nền đất và các lớp móng đường bằng vật liệu rời tại hiện trường</i>	TCVN 8821-2011
2	Steel for the reinforcement of concrete – Threaded coupler splice <i>Thép cốt bê tông – mối nối bằng ống ren.</i>	TCVN 8163:2009
3	Water-stop membrane used in construction joints - Requires in using <i>Băng chắn nước dùng trong mối nối công trình xây dựng - Yêu cầu sử dụng</i>	TCXDVN 290:2002
4	Standard Specification for Packaged Dry, Hydraulic-Cement Grout (Nonshrink) <i>Tiêu chuẩn kỹ thuật Vữa xi măng đông kết trong nước, đóng gói khô (không co ngót)</i>	ASTM C1107
5	Materials, Equipment, and Procedures for Mixing Standard Compounds and Preparing Standard Vulcanized Sheets - Evaluation of Rubber for Bridge bearing. <i>Vật liệu, thiết bị và quy trình trộn hỗn hợp tiêu chuẩn và lập bảng lưu hóa tiêu chuẩn – Đánh giá cao su thiên nhiên dành cho gối cầu</i>	ASTM D3182÷D3190; D3192
6	Reflective membrane for road signalling <i>Màng phản quang dùng cho báo hiệu đường bộ</i>	TCVN 7887:2008
7	Temporary regulation on normal cement concrete formation with joint in construction of traffic works. <i>Quy định tạm thời về thiết kế mặt đường bê tông xi măng thông thường có khe nối trong xây dựng công trình giao thông</i>	Decision No.3230/QĐ-BGTVT dated 14/12/2012.
8	Flexible pavement – Determination of elastic modul of ground base and pavement structure courses by using hard steel plates <i>Áo đường mềm – xác định mô đun đàn hồi của nền đất và các lớp kết cấu áo đường bằng phương pháp sử dụng tấm thép cứng</i>	TCVN 8861:2001

No TT	Technical Standard Tiêu chuẩn	Code Số hiệu
9	Water supply – Network of pipe and structures – Specification for design <i>Cấp nước – Mạng lưới đường ống và công trình – Tiêu chuẩn thiết kế</i>	TCXDVN 33:2006
10	National technical codes on safety for fire for house and structures <i>Quy chuẩn kỹ thuật quốc gia về an toàn cháy cho nhà và công trình</i>	QCVN 06:2010/BXD
11	Regulations on earthing connection and neutral connection for electric facilities <i>Quy phạm nối đất và nối không các thiết bị điện</i>	TCVN 4756:1989
12	Geotextile fabric – Testing method <i>Vải địa kỹ thuật – Phương pháp thử</i>	TCVN 8871-1:2011- TCVN 8871-6:2011
13	Painting for traffic signal <i>Sơn tín hiệu giao thông</i>	TCVN 8786:2011 TCVN 8788:2011
14	Structure of stone brick – Regulations on construction and acceptance <i>Kết cấu gạch đá – Quy phạm thi công và nghiệm thu</i>	TCVN 4085:2011
15	Asphalt concrete – Testing method <i>Bê tông nhựa – Phương pháp thử</i>	TCVN 8860-1:2011- TCVN 8860-12:2011
16	Hot asphalt concrete mixing plant – Specification and checking method <i>Trạm trộn bê tông nhựa nóng – Yêu cầu kỹ thuật và phương pháp kiểm tra</i>	22TCN 255-99
17	Pavement for highway – Construction and acceptance <i>Nền đường ô tô – Thi công và nghiệm thu</i>	TCVN 9436-2012
18	Bitumen – Testing method for physico-mechanical characteristic <i>Bitum – Phương pháp thí nghiệm chỉ tiêu cơ lý</i>	TCVN 7494:2005 – TCVN
19	Polymer Modified Cationic Emulsified Asphalt <i>Nhũ tương nhựa đường polime gốc axit</i>	TCVN 8816:2011
20	Cationic Emulsified Asphalt <i>Nhũ tương nhựa đường</i>	TCVN 8817-1:2011 - TCVN 8817- 15:2011
21	Cut-back asphalt <i>Nhựa đường lỏng</i>	TCVN 8818-1:2011 - TCVN 8818- 5:2011

Hà Nội, ngày 28 tháng 3 năm 2013

## TỜ TRÌNH

**Xin phê duyệt điều chỉnh, bổ sung danh mục khung tiêu chuẩn  
Dự án xây dựng đường cao tốc Đà Nẵng – Quảng Ngãi**

Kính gửi: Bộ Giao thông vận tải

Căn cứ Nghị định số 12/2009/NĐ-CP của Chính phủ ngày 12/02/2009 về quản lý dự án đầu tư xây dựng công trình; Nghị định số 83/2009/NĐ-CP của Chính phủ ngày 15/10/2009 sửa đổi, bổ sung một số điều của Nghị định 12/2009/NĐ-CP;

Căn cứ Nghị định số 209/2004/NĐ-CP ngày 16/12/2004 của Chính phủ về quản lý chất lượng công trình xây dựng; Nghị định số 49/2008/NĐ-CP ngày 18/4/2008 sửa đổi, bổ sung một số điều của Nghị định 209/2004/NĐ-CP;

Căn cứ Quyết định số 09/2005/QĐ-BXD ngày 07/4/2005 của Bộ Xây dựng về việc ban hành “Quy chế áp dụng tiêu chuẩn xây dựng nước ngoài trong hoạt động xây dựng ở Việt Nam” và Quyết định số 35/2006/QĐ-BXD ngày 22/11/2006 của Bộ Xây dựng về việc ban hành bổ sung một số nội dung của Quyết định số 09/2005/QĐ-BXD;

Căn cứ Quyết định số 25/2005/QĐ-BGTVT ngày 13/5/2005 của Bộ Giao thông vận tải về việc ban hành quy định về việc áp dụng tiêu chuẩn trong xây dựng công trình giao thông;

Căn cứ thông tư số 09/2010/TT-BXD ngày 15/10/2010 của Bộ Xây dựng quy định việc áp dụng quy chuẩn, tiêu chuẩn trong hoạt động xây dựng.

Căn cứ Quyết định số 2656/QĐ-BGTVT ngày 10/9/2010 của Bộ Giao thông vận tải về việc phê duyệt dự án đường cao tốc Đà Nẵng – Quảng Ngãi;

Căn cứ Quyết định số 666/QĐ-BGTVT ngày 06/4/2011 của Bộ Giao thông vận tải về việc phê duyệt điều chỉnh cơ cấu tổng mức đầu tư dự án đường cao tốc Đà Nẵng – Quảng Ngãi;

Căn cứ Quyết định số 3470/QĐ-BGTVT ngày 02/12/2010 của Bộ Giao thông vận tải về việc ban hành cơ chế phối hợp trong quá trình triển khai thực hiện dự án đường cao tốc Đà Nẵng – Quảng Ngãi;

Căn cứ Quyết định số 2149/QĐ-BGTVT ngày 29/09/2011 của Bộ Giao thông vận tải về việc giao Ban Quản lý dự án 85 là đơn vị thực hiện hạng mục Tư vấn thiết kế kỹ thuật cho dự án đường cao tốc Đà Nẵng – Quảng Ngãi;

Căn cứ Quyết định số 362/QĐ-BGTVT ngày 20/02/2009 của Bộ Giao thông vận tải về việc phê duyệt khung tiêu chuẩn khảo sát, lập dự án đầu tư và thiết kế cho dự án đường cao tốc Đà Nẵng – Quảng Ngãi;

Căn cứ Quyết định số 727/QĐ-BGTVT ngày 06/4/2012 của Bộ Giao thông vận tải về việc phê duyệt bổ sung danh mục tiêu chuẩn kỹ thuật áp dụng cho dự án đường cao tốc Đà Nẵng – Quảng Ngãi;

Căn cứ thông báo số 174/TB-BGTVT ngày 25/3/2013 của Bộ Giao thông vận tải về việc điều chỉnh thiết kế cơ sở dự án đường cao tốc Đà Nẵng – Quảng Ngãi;

Trên cơ sở tờ trình số 375 /BQL-ĐNQN ngày 26/3/2013 của Ban Quản lý dự án 85 (PMU85) về việc xin phê duyệt điều chỉnh, bổ sung danh mục khung tiêu chuẩn dự án xây dựng đường cao tốc Đà Nẵng – Quảng Ngãi, Tổng Công ty Đầu tư phát triển đường cao tốc Việt Nam (VEC) kính trình Bộ Giao thông vận tải xem xét và phê duyệt điều chỉnh, bổ sung danh mục khung tiêu chuẩn áp dụng cho Dự án xây dựng đường cao tốc Đà Nẵng – Quảng Ngãi, nội dung như sau:

### **1. Lý do điều chỉnh, bổ sung:**

Tại các Quyết định số 362/QĐ-BGTVT ngày 20/02/2009 và 727/QĐ-BGTVT ngày 06/4/2012 của Bộ Giao thông vận tải phê duyệt khung tiêu chuẩn áp dụng cho dự án xây dựng đường cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi. Trong quá trình triển khai thiết kế kỹ thuật, một số tiêu chuẩn, quy trình mới được cơ quan có thẩm quyền ban hành thay thế tiêu chuẩn, quy trình cũ; đồng thời Tư vấn thiết kế đề xuất bổ sung một số tiêu chuẩn về vật liệu liên quan đến quá trình thi công, giám sát và nghiệm thu nhằm đảm bảo chất lượng của dự án, tuân thủ quy định hiện hành.

### **2. Danh mục khung tiêu chuẩn điều chỉnh, bổ sung:**

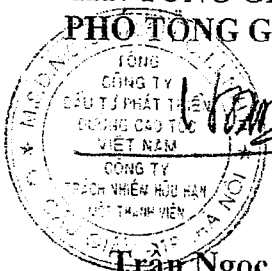
*(được thể hiện trong phụ lục đi kèm)*

Tổng Công ty Đầu tư phát triển đường cao tốc Việt Nam (VEC) kính trình Bộ Giao thông vận tải xem xét, phê duyệt để VEC có cơ sở triển khai các bước tiếp theo đáp ứng tiến độ chung của Dự án.

Trân trọng./.

#### **Nơi nhận:**

- Như trên;
- Vụ KHCN – Bộ GTVT;
- Chủ tịch HĐTV (để báo cáo);
- TGD (để báo cáo);
- Ban điều phối ĐNQN;
- PMU85 (để phối hợp);
- Liên danh tư vấn;
- Lưu: VT.

**KT. TỔNG GIÁM ĐỐC**  
**PHÓ TỔNG GIÁM ĐỐC**  
  
**Trần Ngọc Hoàng**



## DANH MỤC TIÊU CHUẨN ĐIỀU CHỈNH, BỔ SUNG

(kèm theo tờ trình số      /TTr-VEC ngày    /3/2013)

### 1. Các tiêu chuẩn thay thế

TT	Tiêu chuẩn	Tiêu chuẩn cũ (Số hiệu)	Các tiêu chuẩn mới đề xuất thay thế
1	Mặt đường bê tông nhựa nóng – Yêu cầu thi công và nghiệm thu	22TCN 249-1998	TCVN 8819:2011
2	Lớp móng cấp phối đá dăm trong kết cấu áo đường ô tô – Vật liệu, thi công và nghiệm thu	22TCN 334-2006	TCVN 8859:2011
3	Mặt đường láng nhựa nóng – Thi công và nghiệm thu	22TCN 271-2001	TCVN 8863:2011
4	Mặt đường ô tô – Xác định độ bằng phẳng bằng thước dài 3m	22TCN 16-1979	TCVN 8864:2011
5	Mặt đường ô tô – Phương pháp đo và đánh giá xác định độ bằng phẳng theo chỉ số gồ ghề quốc tế IRI	22TCN 277-2001	TCVN 8865:2011
6	Mặt đường ô tô – Xác định độ nhám mặt đường bằng phương pháp rắc cát – Thử nghiệm	22TCN 278-2001	TCVN 8866:2011
7	Áo đường mềm – Xác định mô đun đàn hồi chung của kết cấu bằng cần đo vòng Benkelman	22TCN 251-1998	TCVN 8867:2011
8	Quy chuẩn kỹ thuật quốc gia về báo hiệu đường bộ	22TCN 237:2001	QCVN 41:2012/BGTVT
9	Nước trộn bê tông và vữa – Yêu cầu kỹ thuật	TCVN 4506:1987	TCXDVN 302:2004
10	Xi măng poóc lăng – Yêu cầu kỹ thuật.	TCVN 2682:1999	TCVN 2682:2009
11	Xi măng poóc lăng hỗn hợp – Yêu cầu kỹ thuật.	TCVN 2660:1987	TCVN 6260:2009
12	Đất xây dựng – Phương pháp xác định khối lượng riêng trong phòng thí nghiệm.	TCVN 4195:1995	TCVN 4195:2012
13	Đất xây dựng – Các phương pháp xác định khối lượng thể tích trong phòng thí nghiệm.	TCVN 4202:1995	TCVN 4202:2012
14	Đất xây dựng – Phương pháp lấy bao gói, vận chuyển và bảo quản mẫu	TCVN 2683:1991	TCVN 2683:2012
15	Cọc khoan nhồi – Thi công và nghiệm thu.	TCXDVN 326:2004	TCVN 9395:2012
16	Cọc khoan nhồi – Xác định tính đồng nhất của bê tông – Phương pháp xung siêu âm.	TCXDVN 358:2005	TCVN 9396:2012

7351  
TỔNG  
CÔNG TY  
PHÁT T  
G CAO T  
HƯỞNG NAM  
CÔNG TY  
BHIỂM HƯỞNG  
THÀNH VIÊN

TT	Tiêu chuẩn	Tiêu chuẩn cũ (Số hiệu)	Các tiêu chuẩn mới đề xuất thay thế
17	Cọc – Phương pháp thử nghiệm hiện trường bằng tải trọng tĩnh ép dọc.	TCXDVN 269:2002	TCVN 9393:2012
18	Móng cấp phối đá dăm và cấp phối thiên nhiên gia cố xi măng trong kết cấu áo đường ô tô – Thi công và nghiệm thu	22TCN 245-1998	TCVN 8858:2011
19	Sơn tín hiệu giao thông – Vật liệu kẻ đường phản quang nhiệt dẻo – Yêu cầu kỹ thuật, phương pháp thử, thi công và nghiệm thu	22TCN 283-2002	TCVN 8791:2011
20	Sơn bảo vệ kết cấu thép – Yêu cầu kỹ thuật và phương pháp thử	22TCN 235-97	TCVN 8789:2011
21	Sơn bảo vệ kết cấu thép – Quy trình thi công và nghiệm thu	22TCN 253-98	TCVN 8790:2011
22	Sơn và lớp phủ kim loại – Phương pháp thử trong điều kiện tự nhiên	22TCN 300-02	TCVN 8785-1:2011 ÷ TCVN 8785-14:2011
23	Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép lắp ghép – Thi công và nghiệm thu	TCXDVN 390:2007	TCVN 9115:2012
24	Ống cống BTCT thoát nước	TCXDVN 372:2006	TCVN 9113:2012
25	Cống hộp bê tông cốt thép	TCXDVN 392:2007	TCVN 9116:2012
26	Cọc khoan nhồi – Tiêu chuẩn thi công và nghiệm thu	TCXDVN 326-2004	TCVN 9395:2012
27	Cọc khoan nhồi – Phương pháp xung siêu âm xác định tính đồng nhất của bê tông	TCXDVN 358-2005	TCVN 9396:2012
28	Xi măng – Phương pháp thử - Xác định độ bền	TCVN 6016:1995	TCVN 6016:2011
29	Xi măng Pooclăng – Yêu cầu kỹ thuật	TCVN 2682:1999	TCVN 2682:2009
30	Xi măng Pooclăng hỗn hợp – Yêu cầu kỹ thuật	TCVN 6260:1997	TCVN 6260:2009

TT	Tiêu chuẩn	Tiêu chuẩn cũ (Số hiệu)	Các tiêu chuẩn mới đề xuất thay thế
31	Nước trộn bê tông và vữa – Yêu cầu kỹ thuật	TCVN 4506:1987	TCXDVN 302:2004
32	Bê tông nặng - Phương pháp không phá huỷ sử dụng kết hợp máy đo siêu âm và súng bật nảy để xác định cường độ nén	TCXD 171-1989	TCVN 9335-2012
33	Công tác hoàn thiện trong xây dựng – Thi công và nghiệm thu	TCXD 303-2006	TCVN 9397-2: 2012 TCVN 9397-3: 2012
34	Bê tông khối lớn-Quy phạm thi công và nghiệm thu	TCXDVN 305-2004	TCVN 9395-2012

## 2. Các tiêu chuẩn bổ sung

TT	Tiêu chuẩn	Số hiệu
1	Phương pháp xác định chỉ số CBR của nền đất và các lớp móng đường bằng vật liệu rời tại hiện trường	TCVN 8821-2011
2	Thép cốt bê tông – mối nối bằng ống ren.	TCVN 8163:2009
3	Băng chắn nước dùng trong mối nối công trình xây dựng – Yêu cầu sử dụng	TCXDVN 290:2002
4	Tiêu chuẩn kỹ thuật Vữa xi măng đông kết trong nước, đóng gói khô (không co ngót)	ASTM C1107
5	Vật liệu, thiết bị và quy trình trộn hỗn hợp tiêu chuẩn và lập bảng lưu hóa tiêu chuẩn – Đánh giá cao su thiên nhiên dành cho gói cầu	ASTM D3182÷D3190; D3192
6	Màng phản quang dùng cho báo hiệu đường bộ	TCVN 7887:2008
7	Quy định tạm thời về thiết kế mặt đường bê tông xi măng thông thường có khe nối trong xây dựng công trình giao thông	Quyết định số 3230/QĐ-BGTVT ngày 14/12/2012
8	Áo đường mềm- xác định mô đun đàn hồi của nền đất và các lớp kết cấu áo đường bằng phương pháp sử dụng tấm ép cứng	TCVN 8861:2001
9	Cấp nước - Mạng lưới đường ống và công trình - Tiêu chuẩn thiết kế	TCXDVN 33:2006
10	Quy chuẩn kỹ thuật quốc gia về an toàn cháy cho nhà và công trình	QCVN 06:2010/BXD

TT	Tiêu chuẩn	Số hiệu
11	Quy phạm nối đất và nối không các thiết bị điện	TCVN 4756:1989
12	Vải địa kỹ thuật – Phương pháp thử	TCVN 8871-1:2011 ÷ TCVN 8871-6:2011
13	Sơn tín hiệu giao thông	TCVN 8786:2011 ÷ TCVN8788:2011
14	Kết cấu gạch đá – Quy phạm thi công và nghiệm thu	TCVN 4085:2011
15	Bê tông nhựa – Phương pháp thử	TCVN8860-1:2011 ÷ TCVN8860-12:2011
16	Trạm trộn bê tông nhựa nóng - Yêu cầu kỹ thuật và phương pháp kiểm tra	22TCN 255-99
17	Nền đường ô tô – Thi công và nghiệm thu	TCVN 9436-2012
18	Bitum - Phương pháp thí nghiệm chỉ tiêu cơ lý	TCVN 7494:2005 ÷ TCVN 7504:2005
19	Nhũ tương nhựa đường polime gốc axit	TCVN 8816:2011
20	Nhũ tương nhựa đường axit	TCVN 8817-1:2011 ÷ TCVN 8817-15:2011
21	Nhựa đường lỏng	TCVN 8818-1:2011 ÷ TCVN 8818-5:2011





***Appendix 2.7 : Consultant's Proposal on Structural Calculation of Abutment Wall***





**Consulting Services for  
Detailed Design for Danang - Quang Ngai Expressway Development Project  
IDA Credit No. 3843-VN**

Project Office  
11th Floor, PVFC Building, Lot A2.1, April 30 Street, Hai Chau District, Danang City, Vietnam

Tel. : +84-(0)511-3797961  
Fax. : +84-(0)511-3797962

Ref. No. :DQEDD-PMU85-176-13

Date :March 30, 2013

**Mr. Nguyen Trung Sy**  
Project Manager  
Project Management Unit No. 85 (PMU85), Danang  
Fax No. :+84-511-3642-914

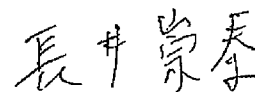
**Subject:Structural Calculation of Abutment Wall**

Dear Sir,

In accordance with Letter No.924/VEC-KTCNMT dated 26/3/2013 by VEC, we would like to answer as follows:

- In case auditing abutment wall structure under pure flexion structure, design result will greater than audit under concurrent biaxial flexure structures but not much (safety coefficient by pure flexion is 1.38; by biaxial flexure is 1.56, therefore, the difference is  $(1.56-1.38)/1.38= 13\%$ ), so it does not cause wasting material. (See attachment: Result of comparison for calculation of abutment wall—D/D Consultant audits for the case of the highest abutment of PKGA4, the difference is less than for another cases).
- Audit of abutment wall structure under pure flexion structure is officially accepted in several Specifications (example: Japan's specifications; Manual of Aashto's Specifications by America).On the basis of consideration of typical number of bridge for project, we propose to apply simple model (pure flexion model) to ensure quality and effective aspects in design.

Sincerely yours,



for Ichizuru ISHIMOTO  
Project Manager/Team Leader

Enclosed: Comparison Study Result (Structural Calculation of Abutment Wall)

C.C. : PMU85, Vinh  
Office Copy

**Consulting Services for  
Detailed Design for Danang - Quang Ngai Expressway Development Project  
IDA Credit No. 3843-VN**

Project Office  
11th Floor, PVFC Building, Lot A2.1, April 30 Street, Hai Chau District, Danang City, Vietnam

Tel. : +84-(0)511-3797961  
Fax : +84-(0)511-3797962

Số : DQEDD-PMU85-176-13  
Ngày : 30/3/2013

**Ông Nguyễn Trung Sỹ**  
Giám đốc dự án  
Ban quản lý dự án 85 (PMU85), Đà Nẵng  
Số Fax: +84-511-3642-914

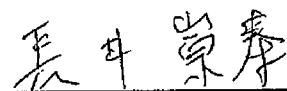
**V/v: Tính toán kết cấu tường móng**

Thưa Ông,

Căn cứ văn bản số 924/VEC-KTCNMT ngày 26/3/2013 của Tổng công ty Đầu tư phát triển đường cao tốc Việt Nam (VEC), Tư vấn có ý kiến giải trình như sau:

- Khi kiểm toán kết cấu tường thân móng theo kết cấu uốn thuần túy, thì kết quả thiết kế sẽ lớn hơn kiểm toán theo kết cấu nền uốn đồng thời nhưng không nhiều (Hệ số an toàn theo uốn thuần túy là 1.38; theo nền uốn là 1.56 do đó sự sai khác là  $(1.56-1.38)/1.38= 13\%$ ) nên sẽ không gây lãng phí vật liệu. (Xem phần đính kèm: Kết quả nghiên cứu so sánh cho việc tính toán tường thân móng - Tư vấn thiết kế kiểm toán cho tường hợp móng cao nhất của gói A4, các trường hợp khác sự chênh lệch sẽ ít hơn).
- Kiểm toán tường thân móng theo kết cấu chịu uốn thuần túy được chấp nhận chính thức trong nhiều quy trình (ví dụ: Quy trình nhật; Phần hướng dẫn của quy trình Aashto của Mỹ). Trên cơ sở xem xét số lượng cầu điển hình của dự án, Tư vấn thiết kế đề xuất áp dụng mô hình đơn giản (mô hình chịu uốn thuần túy) để đảm bảo chất lượng và tính hiệu quả thiết kế.

Trân trọng,

  
For Ichizuru ISHIMOTO  
Giám đốc dự án

Đính kèm: Kết quả nghiên cứu so sánh (Tính toán kết cấu tường móng)

C.C. : PMU85, Vinh  
Lưu văn phòng

Da Nang Quang Ngai Expressway project		Item.	Eng.	Date.	Sign.
VD10A BRIDGE		Design			
DETAIL DESIGN		Check			
ABUTMENT A1L		Revise			

22TCN272-05; AASHTO LRFD 2nd - 1998

### REINFORCEMENT CHECKING - STEM WALL (FLEXURAL CHECKING)

MATERIALS								
NORMAL CONCRETE								
fc	Compressive Strength of concrete at 28 days	Mpa	30					
Ec	Modulus of Elasticity	Mpa	27691					
fr	Modulus of Rupture	Mpa	3.5					
gc	Unit weight of concrete	kN/m3	24.5					
PRESTRESSING STEEL								
fpu	Tensile strength of prestressing steel	Mpa	1860					
fpy	Yield strength of prestressing steel	Mpa	1670					
Ep	Modulus of Elasticity	Mpa	197000					
REINFORCEMENT								
fy	Yield strength	Mpa	400					
Es	Modulus of Elasticity	Mpa	200000					
nc	Ratio Es/Ec		7					
Sign	Parameters	Unit	Sections					
			Stage Construction		Stage finish			
INTERNAL FORCES AT SECTION								
	Combination		Strength	Service	Service	Strength	Extreme	
Qu	Shear	kN	5654	3691	4021	5819	6650	
Mu	Flexural Moment	kNm	19785	12790	15286	21384	20866	
Nu	Axial load	kN	5865	4692	10379	13726	12070	
Tu	Torsional Moment	kNm	0	0	0	0	0	
FLEXURAL MOMENT CHECKING								
H	Section height	m	1.800	1.800	1.800	1.800	1.800	
d's	Dis. From comp. fiber to centroid of comp. Reinf	m	0.058	0.058	0.058	0.058	0.058	
d1x	Dis. From tens. fiber to centroid of tension Reinf	m	0.064	0.064	0.064	0.064	0.064	
	Cover to reinf	m	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	
ds	Dis. From comp. fiber to centroid of tension Reinf	m	1.736	1.736	1.736	1.736	1.736	
d'ps	Dis. From comp. fiber to centroid of comp. prestressing steel	m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
d1xp	Dis. From tens. fiber to centroid of tension prestressing steel	m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
dps	Dis. From comp. fiber to centroid of tension prestressing steel	m	1.800	1.800	1.800	1.800	1.800	
b	Width of the compression face of member	m	12.700	12.700	12.700	12.700	12.700	
bw	Web width or diameter of a circular section	m	12.700	12.700	12.700	12.700	12.700	
hf	Compression flange depth	m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
Iz	Moment of inertia of section	m4	6.172	6.172	6.172	6.172	6.172	
Amc	Section area	m2	22.860	22.860	22.860	22.860	22.860	
	Steel choice							
Aps	Tension prestressing steel	P.S type	0	0	0	0	0	
		Number	0	0	0	0	0	
		Area	m2	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
A'ps	Compression prestressing steel	P.S type	0	0	0	0	0	
		Number	0	0	0	0	0	
		Area	m2	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
As	Tension Reinforcement	Number	78	78	78	78	78	
		Diameter	mm	28	28	28	28	28
		Area	m2	0.04805	0.04805	0.04805	0.04805	0.04805
A's	Compression Reinforcement	Number	78	78	78	78	78	
		Diameter	mm	16	16	16	16	16
		Area	m2	0.01576	0.01576	0.01576	0.01576	0.01576
A'c	Shear reinforcement	Number	19	19	19	19	19	
		Diameter	mm	14	14	14	14	14
		Area	m2	0.00287	0.00287	0.00287	0.00287	0.00287
φ	Resistance factors for flexure	5.5.4.2	0.90	1.00	1.00	0.90	1.00	
φv	Resistance factors for shear		0.90	1.00	1.00	0.90	1.00	
φn	Resistance factors for axial force		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
β1	Stress block factor		0.836	0.836	0.836	0.836	0.836	
c	Dis. Between centroid and top fiber	m	0.048	0.048	0.048	0.048	0.048	
	For T section behavior	m	0.048	0.048	0.048	0.048	0.048	
	For rectangular section behavior	m	0.048	0.048	0.048	0.048	0.048	
fpe	Effective stress in the prestressing steel after losses	Mpa	1116	1116	1116	1116	1116	
fps	Aver. stress in pres. steel at the time for which the nominal resistance	Mpa	1846	1846	1846	1846	1846	
k	Factor depends on type of P.S, Low relaxation strand k = 0.28		0.28	0.28	0.28	0.28	0.28	

Da Nang Quang Ngai Expressway project			Item.	Eng.	Date.	Sign.
VD10A BRIDGE			Design			
DETAIL DESIGN			Check			
ABUTMENT AIL			Revise			

22TCN272-05; AASHTO LRFD 2nd - 1998

REINFORCEMENT CHECKING - STEM WALL (FLEXURAL CHECKING)							
a	Depth of equivalent stress block	m	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040
dc	Corresp. effective depth from extreme comp. fiber to centroid of tensile force in the tensile reinf.	m	1.736	1.736	1.736	1.736	1.736
Mn	Nominal resistance	kNm	32741	32741	32741	32741	32741
Mr	Factored resistance	kNm	29467	32741	32741	29467	32741
Mu	Flexural moment	kNm	19785	12790	15286	21384	20866
(5.7.3.2)	Flexural moment Checking		OK	OK	OK	OK	OK
	Safety factor		1.49	2.56	2.14	1.38	1.57
	Limits for reinforcement						
c/de	Maximum reinforcement		0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
	Maximum reinforcement Checking	<= 0.42	OK	OK	OK	OK	OK
1.2*Mer	Cracking moment	kNm	14585	14585	14585	14585	14585
(5.7.3.3.2)	Checking $M_r \geq \min(1.2M_{er}, 1.33M_u)$		OK	OK	OK	OK	OK
(5.7.3.4)	Control of cracking by distr. of reinf for RC member- Check?		No	Yes	Yes	No	No
	Existing condition for structure	1, 2 or 3	1	1	1	1	1
dc	Concr. thickness fro. Tens. fiber to tens. reinf nearest	m	0.064	0.064	0.064	0.064	0.064
Z	Crack width parameter	N/mm	30000	30000	30000	30000	30000
A	Area of concr. with same centroid as tens. Reinf	m <sup>2</sup>	0.021	0.021	0.021	0.021	0.021
f <sub>sa</sub>	Value	Mpa	273	273	273	273	273
0.6*f <sub>y</sub>		Mpa	240	240	240	240	240
	Tensile stress in reinf Min(f <sub>sa</sub> , 0.6f <sub>y</sub> )	Mpa	240	240	240	240	240
x	Dist. From compression fiber to centroid	m	-	0.278	0.278	-	-
J.d	Arm	m	-	1.643	1.643	-	-
I <sub>cr</sub>	Moment of inertia of the cracked section	m <sup>4</sup>	-	0.81	0.81	-	-
f <sub>s</sub>	Tensile stress in reinforcement $f_s = M_{sls} / (A_s * J.d)$	Mpa	-	162	194	-	-
	Checking for control cracking $f_s < f_{sa}$		N.a	OK	OK	N.a	N.a
(5.10.8.2)	Shrinkage and temperature Reinforcement (side distribution)						
A <sub>req</sub>	Area of required reinf	m <sup>2</sup>	0.00127	0.00127	0.00127	0.00127	0.00127
	Distribution on sides	m <sup>2</sup>	0.00141	0.00141	0.00141	0.00141	
	Required Spacing not larger than	m	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
	Checking		OK	OK	OK	OK	OK
SHEAR AND TORSION CHECKING							
β	Factor indicating diag. cracked concr. to tension		2.1	2.3	2.4	2.2	2.2
θ	Angle of inclination of diagonal compressive	degree	38.63	33.82	32.19	35.99	36.97
α	Angle of inclination of transv. reinf. to long. Axis	degree	90	90	90	90	90
b <sub>v</sub>	Effective web width as minimum web width - in dv	m	12.700	12.700	12.700	12.700	12.700
dv	Effective shear depth	m	1.716	1.716	1.716	1.716	1.716
	(d <sub>e</sub> - a/2)	m	1.716	1.716	1.716	1.716	1.716
s	Spacing of stirrups	m	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600
ncat	Amount of bars in spacing S	bars	19	19	19	19	19
A <sub>v</sub>	Shear reinf area in spacing S	m <sup>2</sup>	0.0029	0.0029	0.0029	0.0029	0.0029
θ	Assume	degree	38.63	33.82	33.82	35.99	36.97
v	Shear stress in concrete	kN/m <sup>2</sup>	288	169	185	297	305
f <sub>po</sub>	Parameter taken as modulus of elasticity of prestressing tendons	Mpa	1116	1116	1116	1116	1116
e <sub>s</sub>	Strain in tensile reinforcement		1.26E-03	8.18E-04	6.99E-04	9.99E-04	1.10E-03
	if e <sub>s</sub> < 0, multiple with reduce factor		-	-	-	-	-
	Strain checking	<= 2.00E-3	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok
v/f <sub>c</sub>	Ratio of shear stress and f <sub>c</sub>		0.010	0.006	0.006	0.010	0.010
β	Final value		2.1	2.3	2.4	2.2	2.2
θ	Final value	degree	38.63	33.82	32.19	35.99	36.97
V <sub>c</sub>	Nominal shear resistance provided by tensile stresses in the concrete	kN	20636	23103	23763	22097	21556
V <sub>s</sub>	Shear resistance provided by shear reinforcement	kN	4108	4900	5214	4519	4360
V <sub>p</sub>	Component in the direction of the applied shear of the effective P.S	kN	0	0	0	0	0
V <sub>n1</sub>	V <sub>n1</sub> = V <sub>c</sub> + V <sub>s</sub> + V <sub>p</sub>	kN	24744	28003	28977	26616	25917
V <sub>n2</sub>	V <sub>n2</sub>	kN	163454	163454	163454	163454	163454
V <sub>n</sub>	Nominal shear resistance V <sub>n</sub> = min(V <sub>n1</sub> , V <sub>n2</sub> )	kN	24744	28003	28977	26616	25917
V <sub>r</sub>	Factored shear resistance	kN	22269	28003	28977	23954	25917
V <sub>u</sub>	Shear	kN	5654	3691	4021	5819	6650
(5.8.2.7)	Shear checking		OK	OK	OK	OK	OK
	Region requiring transverse reinf Checking		No need	No need	No need	No need	No need
	Minimum shear reinf area	m <sup>2</sup>	0.0087	0.0087	0.0087	0.0087	0.0087
	Minimum shear reinforcement Checking		-	-	-	-	-
	0.1*f <sub>c</sub> *b <sub>v</sub> *dv	kN	65382	65382	65382	65382	65382
	S <sub>max</sub>	m	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
	Maximum spacing S <sub>max</sub>		-	-	-	-	-

	Da Nang Quang Ngai Expressway project VD10A BRIDGE DETAIL DESIGN ABUTMENT A1L	Item.	Eng.	Date	Sign.
		Design	-		
		Check	-		
		Revise	-		

## STEM WALL DESIGN (BIAXIAL FLEXURE)

### I. STEM WALL DATA

#### 1. Load Combinations at bot of stem wall

No	Combinations	Sign	F <sub>v</sub> (kN)	Longitudinal		Transvesal	
				F <sub>HX</sub> (kN)	My (kN•m)	F <sub>HY</sub> (kN)	Mx (kN•m)
1	Service Ser-I-Construction		4692	3691	12790	0	1996
2	Strength Str-IA-Construction		5865	5654	19785	0	3494
3	Service Ser-I		10379	4021	15286	0	1996
4	Strength Str-IA		13726	5819	21384	0	3494
5	Strength Str-IB		10377	3885	14711	0	3494
6	Extreme Ext-I		12070	6650	20866	327	2686

#### 2. Stem wall Material

Normal concrete		
Compressive strength at 28 days age	f <sub>c</sub>	30 MPa
Concrete elastic modulus	E <sub>c</sub>	27691 MPa
Reinforcement		
Yield strength	f <sub>y</sub>	400 MPa
Reinforcement elastic modulus	E <sub>s</sub>	200,000 MPa

#### 3. Stem wall section

Height	H	1.80 m
Width	B	12.700 m <sup>2</sup>
Section area	A	22.860 m <sup>2</sup>
Moment inertia	I <sub>x</sub>	6.172 m <sup>4</sup>
Radius of gyration of gross concrete section; $r = \sqrt{I/A}$	r <sub>x</sub>	0.520 m

### II. STEM WALL DESIGN

S.5.7.4.2

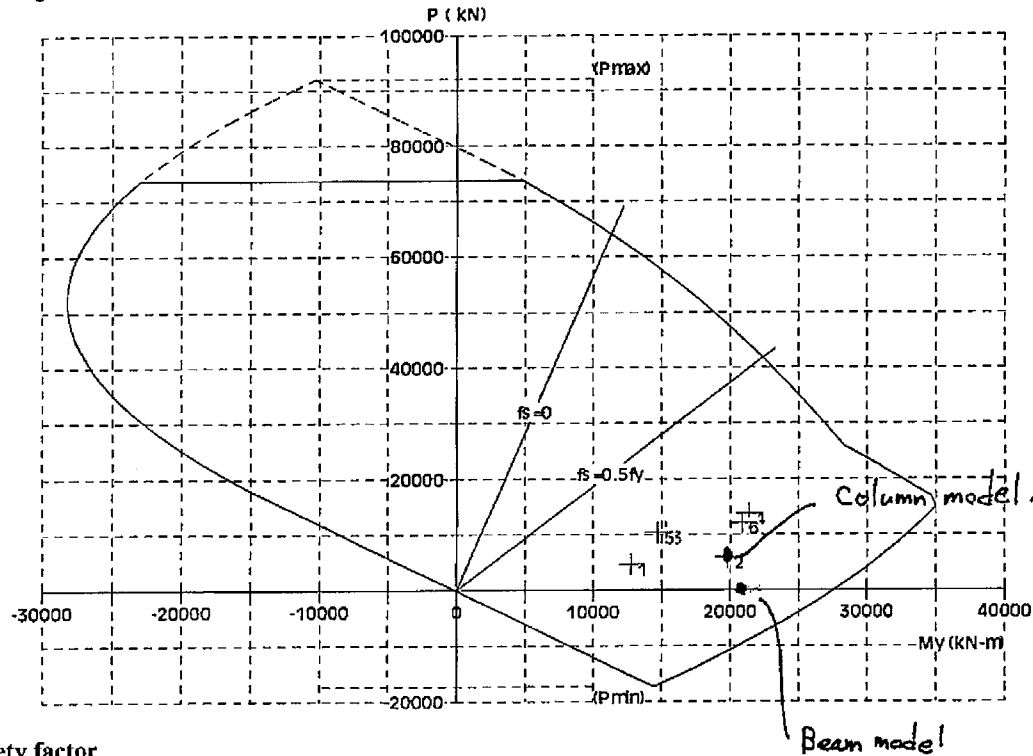
#### 1. Limit of Reinforcement

Maximum area of longitudinal reinforcement in column		
As / Ag ≤ 0.08	As ≤	1.829 m <sup>2</sup>
Trial Rebars:	Ok As	0.048 m <sup>2</sup>
1 layers x 78 = 78 bars D28 @150	As1	0.048 m <sup>2</sup>

## 2. Iteration diagram M-P

Using Pca-Column software

\*\*In Longitudinal Direction



\*\*Safety factor

No.	Pu kN	Muy kN-m	fMny kN-m	Safety factor fMn/Mu
1	4692	12790	30304.4	2.37
2	5865	19785	30927.8	1.56
3	10379	15286	33117.4	2.17
4	13726	21384	34526.2	1.62
5	10377	14711	33116.5	2.25
6	12070	20866	33852.1	1.62

## 3. Control of cracking by distribution of reinforcement

Tensile stress in rebars should be satisfied equation:  $f_s \leq f_{sa} = Z / [(d \cdot A)^{1/3}]$  and  $f_s \leq 0.6 \cdot f_y$

Direction	Stage	Finish	Construction	Unit
Existing condition for structure	1,2 or 3	1	1	
Crack width parameter	Z	30000	30000	N/mm
Flexural moment	Ms	15286	12790	kNm
Axial thrust at service limit state	Ns	10379	4692	kN
Cross section equivalent height	h	1.80	1.80	m
width	b	12.70	12.70	m
Concrete thickness from tension fiber to tension reinf.	dc	0.05	0.05	m
Concrete thickness from compression fiber to tension reinf.	d	1.71	1.71	kN
Number of rebars	N	78	78	bars
Area of rebars	As	0.0480	0.0480	m2
Area of concrete assumed to participate with reinf. $A = 2 \cdot d_c \cdot b / N$	A	0.0163	0.0163	m2
	f <sub>sa</sub>	321	321	MPa
	0.6f <sub>y</sub>	240	240	MPa
Min (f <sub>sa</sub> , 0.6f <sub>y</sub> ) = f <sub>s1</sub>	f <sub>s1</sub>	240	240	MPa
$e = M_s / N_s + d - h/2$	e	2.28	3.53	m
$e/d > 1.15$	e/d	1.34	2.07	
$j = 0.74 + 0.1(e/d) \leq 0.9$	j	0.87	0.90	
$i = 1 / (1 - j \cdot d/e)$	i	2.89	1.77	
Stress in rebars: $f_s = (M_s + N_s(d - h/2)) / (A_s \cdot j \cdot i \cdot d)$	f <sub>s</sub>	114	127	MPa
Safety factor	sf	2.10	1.89	
Conclude	OK	OK	OK	

**MOT  
VEC**

**SOCIALIST REPUBLIC OF VIETNAM  
Independence – Freedom – Happiness**

-----  
No.: 924/VEC/KTCNMT

-----  
Ha Noi, 26 March 2013

Subject: Finalization of Appraisal Comments,  
structural calculation of abutment for PKGA4 -  
DQEP

**Attn: PMU85**

VEC received PMU85's Letter No. 352/BQL-BDHDA dated 21/3/2012 regarding Clarification of Structural Calculation for PKGA4. After reviewing, VEC has the following comments:

**1. Appraisal comments:**

- First comments: It was requested to audit abutment wall following concurrent bending press structure.

- Second comments: Abutment wall is structure under bending and compression forces at the same time. The audit for bending and compression should be carried out. However, consideration of compression force just reduces the reinforcement content for abutment body.

**2. Comment on PMU85's Letter on "Clarification of Structural Calculation of abutment wall":**

- Basically, abutment wall is structure under bending and compression forces at the same time, and the audit for bending and compression should be carried out. However, it is mentioned in the second comments that consideration of compression force just reduces reinforcement content. Therefore, in case only bending force is subject to audit, the necessary reinforcement content in structure shall be increased. This results in material waste.

- Comments of Design Consultant and PMU85 on beam or column models in design standard are not correct. Design standard does not specify clearly any each type of structure subject to calculation by any model or status. The standard only specifies the basic types of model and status. Audit shall depend on each particular structure under particular force. It will be considered by design engineer for proper solution.

**3. Conclusions:** PMU85 is requested to instruct Design Consultant to consider each type of structure for proper calculation, in particular calculation for abutment of bridges in PKGA4 which should be audited by bending and compression status. It should be noted that structural audit inconsistent with working status shall result in below or over load bearing structure. As a result, Design Consultant's mission of assisting Project Owner to ensure Works quality with reasonable cost will not be fulfilled.

PMU85 is requested to early instruct Consultant to implement accordingly./.

**Recipients:**

- As above
- Chairman of Members' Council (for report)
- General Director (for report)
- Deputy General Director, Mr. Tran Ngoc Hoang
- Office copy

**FOR GENERAL DIRECTOR  
DEPUTY GENERAL DIRECTOR**

(Signed and sealed)

Luong Quoc Viet

**BỘ GIAO THÔNG VẬN TẢI  
TỔNG CÔNG TY ĐẦU TƯ PHÁT TRIỂN  
ĐƯỜNG CAO TỐC VIỆT NAM**

**CỘNG HÒA XÃ HỘI CHỦ NGHĨA VIỆT NAM  
Độc lập - Tự do - Hạnh phúc**

Số: 924 /VEC - KTCNMT

V/v: hoàn thiện ý thẩm tra, tính toán kết cấu  
mô cầu thuộc gói thầu A4 - Dự án đường cao  
tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi.

Hà Nội, ngày 27 tháng 3 năm 2013

Chuyến đi vắng

Kính gửi: Ban Quản lý dự án 85

BAN QUẢN LÝ DỰ ÁN 85

CÔNG SỐ: 630  
VĂN  
ĐẾN Ngày 27 tháng 3 năm 2013

Tổng Công ty Đầu tư phát triển đường cao tốc Việt Nam (VEC) nhận được văn bản số 352 / BQL-BĐHDA về việc làm rõ mô hình tính toán gói thầu A4 ngày 21/3/2013 của Ban Quản lý dự án 85 (Ban QLDA 85). Sau khi nghiên cứu VEC có ý kiến như sau:

**1. Về ý kiến thẩm tra:**

- Nhận xét lần 1: Đề nghị kiểm toán tường thân mô theo kết cấu nén uốn đồng thời.

- Nhận xét lần 2: Tường thân mô là kết cấu chịu nén uốn đồng thời. Do đó phải được kiểm toán theo nén uốn. Tuy nhiên việc xét thêm lực nén chỉ làm giảm hàm lượng cốt thép trong thân mô.

**2. Nhận xét thư của Ban QLDA85 về việc "Làm rõ mô hình tính toán kết cấu tường mô":**

- Về cơ bản, tường thân mô là kết cấu chịu nén uốn đồng thời, do đó phải được kiểm toán theo trạng thái nén uốn. Tuy nhiên, ý kiến nhận xét lần 2 đã chỉ rõ, việc xét thêm lực nén chỉ làm giảm lượng thép. Như vậy, nếu kết cấu chỉ kiểm toán theo uốn thuần túy sẽ làm tăng lượng thép cần thiết trong kết cấu, làm lãng phí vật liệu.

- Nhận xét của TVTK và Ban QLDA 85 về mô hình dầm hay cột trong tiêu chuẩn thiết kế là không đúng. Tiêu chuẩn thiết kế không chỉ rõ ràng từng loại kết cấu phải tính toán theo mô hình hay trạng thái nào. Tiêu chuẩn chỉ đưa ra các loại mô hình và trạng thái chịu lực cơ bản. Việc áp dụng để kiểm toán phụ thuộc vào từng kết cấu cụ thể với trạng thái chịu lực cụ thể. Điều này sẽ do kỹ sư thiết kế xem xét và có ứng xử phù hợp.

**3. Kết luận:** Yêu cầu Ban QLDA 85 chỉ đạo TVTK cần xem xét cụ thể đối với từng dạng kết cấu để đưa ra tính toán phù hợp, cụ thể cho tính toán mô cầu thuộc gói thầu A4 phải được kiểm toán theo trạng thái nén, uốn. Lưu ý rằng, việc



MOT  
PMU85

-----  
No.: 352/BQL-BDHDA

SOCIALIST REPUBLIC OF VIETNAM  
Independence – Freedom – Happiness

-----  
Danang, 21<sup>st</sup> March 2013

**Subject: Clarification of structural calculation of  
abutment wall.**

**Attn: VEC**

Basing on the 2<sup>nd</sup> Appraisal Comments agreed at the meeting on 03 Mar 2013 among VEC, PMU85 and D/D Consultant. PMU85 requested the Consultant to supplement, revise the 2<sup>nd</sup> appraisal comments which were agreed in above mentioned meeting in Letter No.45/BQL-DNQN dated 17 Mar 2013.

Regarding the calculation model of abutment wall, currently, the beam model is being applied for calculation by the Consultant; however, at the meeting, the Consultant was instructed to apply column model by VEC. After consideration and checking design standards and referring the implemented Project, the Consultant discussed with PMU85 and then agreed the followings:

1. No design standards applies the column model in the structural calculation of abutment wall.
2. Many design standards in the world apply the beam model in the structural calculation of abutment wall.
3. The Consultant calculated and compared between the beam and column models and see that the internal force calculated by the beam model is bigger than the column model.

With above issue, PMU85 suggests to keep no change the calculation model of abutment as stated before. VEC and Appraisal Consultant are requested to comment in writing for ensuring progress of detailed design for PKGA4.

*(Enclosed letter No. DQEDD-PMU85-136-13 dated 19/3/2013)*

Thank you for your cooperation!

**Recipients:**

- As above;
- General Director
- Project Coordination Board
- Consultant J/V ;
- Copies: PP2, Office.

For GENERAL DIRECTOR  
DEPUTY GENERAL DIRECTOR  
Nguyen Trung Sy  
(Signed)

**BỘ GIAO THÔNG VẬN TẢI  
BAN QUẢN LÝ DỰ ÁN 85**

**CỘNG HÒA XÃ HỘI CHỦ NGHĨA VIỆT NAM  
Độc lập – Tự do – Hạnh phúc**

Số: 352/BQL-BDHDA

Đà Nẵng, ngày 21 tháng 03 năm 2013

V.v Làm rõ mô hình tính toán kết cấu tường móng.

Kính gửi: Tổng công ty Đầu tư và Phát triển đường cao tốc Việt Nam (VEC).

Căn cứ vào nội dung thẩm tra lần 2 được thống nhất tại cuộc họp ngày 03/03/2013 giữa VEC, Ban QLDA85 và tư vấn thiết kế kỹ thuật. Ban QLDA 85 đã có thư số 45/BQL-ĐNQN ngày 17/03/2013 yêu cầu Tư vấn bổ sung, chỉnh sửa các ý kiến thẩm tra lần 2 được thống nhất các tại cuộc họp ngày 03/03/2013.

Liên quan tới tới mô hình tính toán kết cấu tường móng, hiện tại Tư vấn đang áp dụng mô hình dầm để tính toán, tuy nhiên tại cuộc họp VEC đã chỉ đạo tư vấn áp dụng mô hình cột để tính toán. Sau khi xem xét và kiểm tra các tiêu chuẩn thiết kế và tham khảo các Dự án đã được triển khai, tư vấn đã thảo luận với Ban và thống nhất các nội dung sau:

1. Không có tiêu chuẩn thiết kế nào được áp dụng mô hình cột trong việc tính toán kết cấu tường móng.

2. Nhiều tiêu chuẩn thiết kế trên thế giới áp dụng mô hình dầm trong việc tính toán kết cấu tường móng.

3. Tư vấn đã tính toán và so sánh thấy nội lực được tính toán móng cầu bằng mô hình dầm lớn hơn so với nội lực tính toán bằng mô hình cột.

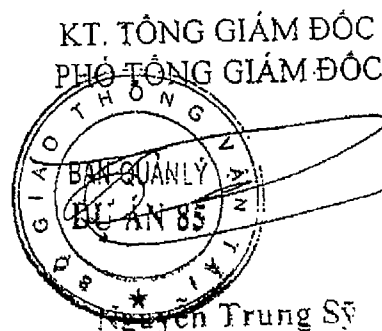
Với vấn đề nêu trên, Ban kiến nghị giữ nguyên mô hình tính toán móng cầu như đã trình trước đây. Đề nghị VEC và tư vấn thẩm tra sớm cho ý kiến thống nhất bằng văn bản để đảm bảo tiến độ thiết kế kỹ thuật gói thầu A4.

(Đính kèm thư số DQEDD-PMU85-136-13, Ngày 19/03/2013).

Xin trân trọng cảm ơn.

**Nơi nhận:**

- Như trên.
- Tổng giám đốc (báo cáo);
- Ban ĐHDA;
- Liên danh Tư vấn NK-NE-Chodai-TEC;
- Lưu KHDA2, BDHDA.



Consulting Services for  
Detailed Design for Danang - Quang Ngai Expressway Development Project  
IDA Credit No. 3843-VN

Project Office  
11th Floor, PVFC Building, Lot A2.1, April 30 Street, Hai Chau District, Danang City, Vietnam

Tel. : +84-(0)511-3797961  
Fax. : +84-(0)511-3797962

Ref. No. : DQEDD-PMU85-136-13  
Date : March 18, 2013

Mr. Nguyen Trung Sy  
Project Manager  
Project Management Unit No. 85 (PMU85), Danang  
Fax No.: +84-511-3642-914

**Subject: Clarification of Structural Calculation of Abutment Wall**

Dear Sir,

Reference is made to the following document:

- Appendix I - Agreed Comments on 2<sup>nd</sup> Appraisal Report, Minutes of Meeting on Mar. 3, 2013

For the structural calculation model of abutment wall, we applied the beam model; however, VEC instructed to apply the column model in the meeting on Mar. 3, 2013 (see Attachment 1).

We studied it again after the meeting and concluded as follows:

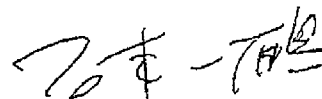
1. No design standards apply the column model in the structural calculation of abutment wall.
2. Many design standards in the world apply the beam model in the structural calculation of abutment wall (see Attachment 2); for example,
  - P11-59, Sec. 11.1: Abutments, Bridge Design Manual, Minnesota States Department of Transport according to AASHTO
  - P110, Sec. 8.4: Abutment Design, Specification for Highway Bridge, Japan Road Association
3. We calculated and compared between the beam and column models and the internal force calculated by the beam model is bigger than the column model (see Attachment 3).

By the above reasons, we propose again to apply the beam model in the structural calculation of abutment wall in the Project.

This clarification will be affected to submission of Final D/D Report of PKGA4.

Your timely response will be highly appreciated.

Sincerely Yours,



Ichizuru ISHIMOTO  
Project Manager/Team Leader

Enclosed: Attachment 1: Summary of Comments and Answers of Abutment Wall Design  
Attachment 2: Structural Calculation Model in AASHTO and Japanese Standards  
Attachment 3: Comparison between Beam and Column Models (A2 Abutment, OP23c)

C.C. : PMU85, Vinh  
Office Copy

Consulting Services for  
Detailed Design for Danang - Quang Ngai Expressway Development Project  
IDA Credit No. 4779-VN

Project Office  
11th Floor, PVFC Building, Lot A2.1, April 30 Street, Hai Chau District, Danang City, Vietnam  
Tel. : +84-(0)511-3797961  
Fax. : +84-(0)511-3797962

Số : DQEDD-PMU85-136-13  
Ngày : 18/03/2013

Ông Nguyễn Trung Sỹ  
Giám đốc dự án  
Ban quản lý dự án 85 (PMU85), Đà Nẵng  
Số Fax: +84-511-3642-914

V/v: Làm rõ Phần tính toán kết cấu tường móng

Thưa Ông,

Tham chiếu các tài liệu sau:

- Phụ lục I – Ý kiến thỏa thuận về Báo cáo thẩm tra lần 2, Biên bản họp ngày 3/3/2013

Đối với mô hình tính toán kết cấu tường móng, Tư vấn đã áp dụng mô hình dầm; tuy nhiên, VEC chỉ đạo áp dụng mô hình cột tại buổi họp tổ chức vào ngày 3/3/2013 (xem Bản đính kèm 1).

Sau buổi họp Tư vấn đã nghiên cứu lại và kết luận như sau:

1. Không có tiêu chuẩn thiết kế nào áp dụng mô hình cột trong việc tính toán kết cấu tường móng.
2. Nhiều tiêu chuẩn thiết kế trên thế giới áp dụng mô hình dầm trong việc tính toán kết cấu tường móng (xem Bản đính kèm 2); ví dụ,
  - P11-59, Mục 11.1: Sổ tay thiết kế cầu, móng cầu, Sở giao thông vận tải Bang Minnesota theo AASHTO
  - P110, Mục 8.4: Thiết kế móng cầu, tiêu chuẩn thiết kế cầu trên đường cao tốc, Hiệp hội đường bộ Nhật Bản
3. Tư vấn đã tính toán và so sánh giữa mô hình dầm và mô hình cột và nội lực được tính theo mô hình dầm là lớn hơn so với mô hình cột (xem Bản đính kèm 3).

Vì các lý do trên, Tư vấn đề xuất áp dụng mô hình dầm trong tính toán kết cấu tường móng cho Dự án.

Việc làm rõ này sẽ ảnh hưởng đến việc trình nộp Hồ sơ TKKT Gói thầu A4 lần cuối.

Mong nhận được phản hồi sớm từ Ông.

Trân trọng,

Ichizuru ISHIMOTO  
Giám đốc dự án

Đính kèm: Bản đính kèm 1: Tổng hợp các ý kiến và trả lời về thiết kế tường móng  
Bản đính kèm 2: Mô hình tính toán kết cấu trong AASHTO và Tiêu chuẩn của Nhật Bản  
Bản đính kèm 3: So sánh giữa mô hình dầm và mô hình cột (Mô A2, cầu OP23c)

C.C. : PMU85, Vinh  
Lưu văn phòng

**Attachment 1: Summary of comments and answers of Abutment wall design**

**Appendix I – Agreed Comments on 2<sup>nd</sup> Appraisal Report**  
(Enclosed with Minutes of Meeting on 3/3/2013)

No.	Item	1 <sup>st</sup> Comments	1 <sup>st</sup> Answers	2 <sup>nd</sup> Comments	Discussion and Agreement
<i>(Order No. and name of items are unchanged from 1<sup>st</sup> appraisal comments)</i>					
1	Design Report				
43	4.5 Setting of vertical and lateral clearance	In the main text, it is stated that "for setting of the lateral and vertical clearance line there is no stipulation in Vietnamese standards" – Then, it totally contradicts with item 4.3. The Consultant is requested to consider to set of vertical and lateral clearance in accordance with standards mentioned in 4.3, and Japanese standards in case of $\text{isc} > 2\%$ .	This section mention about placing of clearance position on general section and super-elevation section.	Consultant's answer is acceptable however the words "for setting of the lateral and vertical clearance line there is no stipulation in Vietnamese standards" is incorrect	To revise the Report
44	5. Cross section	<ul style="list-style-type: none"> <li>It is requested to modify the Typical Cross Section for high embankment, with this one, it is necessary to modify the ditch at berm as stipulated at 7.8.4 of TCVN 4054:2005</li> <li>It is requested to name the ditch in typical cross section properly with the legends in drawings –Details of drainage structure-item 57</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Berm is placed at 6m height interval to stabilize high embankment as counterweight for the embankment for the section.</li> <li>The Consultant will revise the drawings.</li> </ul>	In Design Report, there is no typical cross section for high embankment with berm ditch. It is requested to add for consistency with drawings	To revise the Report

No.	Item	1 <sup>st</sup> Comments	1 <sup>st</sup> Answers	2 <sup>nd</sup> Comments	Discussion and Agreement
				operation	
2. Bridge FO10a		Pier calculation  - According to calculation result, dimension of used pier footing is large. It is requested to reduce the dimension and height of pier footing  Abutment calculation: - It is requested to audit abutment wall according to concurrent bending press structure	<u>[Vol. 3.2: Structural Calculation Report (Bridge Works)]</u>  - Same as No. 93 (FO10a)  - Earth pressure causes bending moment for abutment wall, loads from superstructure with eccentricity always cause bending moment for abutment wall too, so Consultant recommends to audit abutment wall under flexion capacity is suitable.	- Stability audit depends much on foundation width but not pier cap thickness. So the reduction of height and widening of pier cap is suitable  - Abutment wall is structure with bending and compression forces at the same time. The audit for bending and compression should be carried out. However the consideration of compression force just reduce the reinforcement steel for abutment body.	- Agreed with Design (keep unchanged for pier cap height)  - To revise (to audit the abutment body with compression and bending at the same time)
3. Bridge OP22a		Calculation sheet of I girder:  - It is requested to show the length of anchor slipping to calculate stress	<u>[Vol. 3.2: Structural Calculation Report (Bridge Works)]</u>  - It was show in article 4.1.2 of calculation sheet for I	- It done. However the length of anchor slipping not shown	- 6mm length of anchor slipping in calculation sheets was shown.

**Attachment 2: Structural Calculation Model in AASHTO and Japanese Standards**



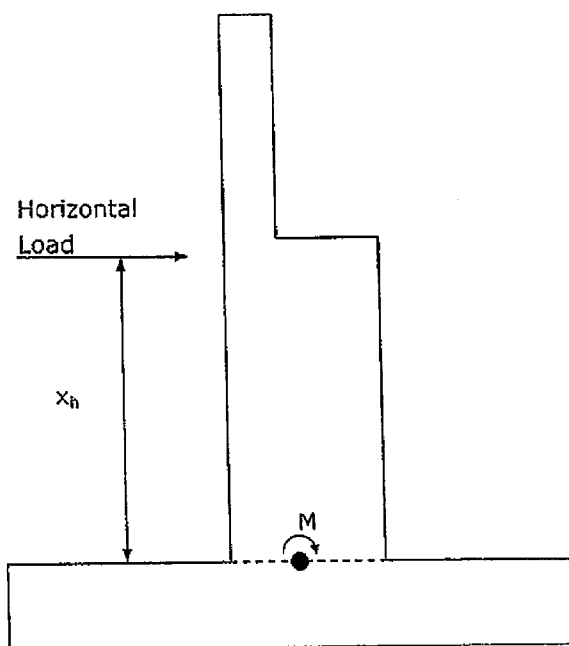
**Design Moments**

The design factored moment is:

$$M_U = 1.5 \cdot M_{EH} + 1.75 \cdot M_{LS} = 1.50 \cdot 60.0 + 1.75 \cdot 16.4 = 118.7 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

The design service moment is:

$$M_{\text{service}} = 1.0 \cdot M_{EH} + 1.0 \cdot M_{LS} = 1.0 \cdot 60.0 + 1.0 \cdot 16.4 = 76.4 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$



**Figure 11.4.1.4 - Load Diagram for Stem Design**

[5.7.2.2]

[5.7.3.2]

**Investigate the Strength Limit State**

Determine the area of back-face flexural reinforcement necessary to satisfy the design moment.

$$M_U = 118.7 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Initially, assume that #19 bars are used for flexural reinforcement to compute the "d" dimension:

$$d = (\text{thickness}) - (\text{cover}) - \left( \frac{d_b}{2} \right) = 54 - 2 - \frac{0.75}{2} = 51.63 \text{ in}$$

Using

$$A_s = \frac{M_U}{\phi \cdot f_y \cdot d} = \frac{118.7 \cdot 12}{0.9 \cdot 60 \cdot 51.63} = 4.83 \text{ in}^2$$

The required area of steel is  $0.51 \text{ in}^2/\text{ft}$ . Try #16 bars at 6 inches ( $A_s = 0.62 \text{ in}^2/\text{ft}$ ,  $d = 51.69 \text{ in}$ ).

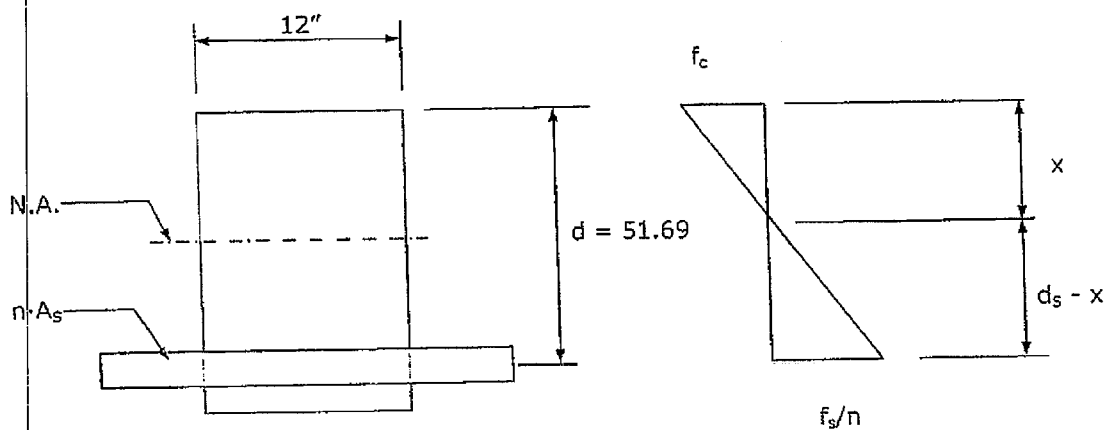
[5.7.3.4]

**Crack Control**

Check crack control equations to ensure that the primary reinforcement is well distributed.

The transformed area of the reinforcement is:

$$n \cdot A_s = 8 \cdot 0.62 = 4.96 \text{ in}^2$$



**Figure 11.4.1.5**

Determine the location of the neutral axis:

$$\frac{1}{2} \cdot b x^2 = n \cdot A_s (d - x)$$

$$\frac{1}{2} \cdot (12) \cdot x^2 = 4.96 (51.69 - x) \quad \text{solving, } x = 6.14 \text{ inches}$$

$$j \cdot d = d - \frac{x}{3} = 51.69 - \frac{6.14}{3} = 49.64 \text{ in}$$

$$\text{Actual } f_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{76.4 \cdot 12}{0.62 \cdot (49.64)} \approx 29.8 \text{ ksi}$$

For  $z = 170$  kips/in,  $d_c = 2.313$  inches, #16 bars at 6 inches;

$$A = \frac{2 \cdot (d_c) \cdot b}{N} = \frac{2 \cdot (2.313) \cdot 12}{2} = 27.8 \text{ in}^2$$

$$\text{Permitted } f_s = \frac{z}{\sqrt[3]{d_c \cdot A}} = \frac{170}{\sqrt[3]{2.313 \cdot 27.8}} = 42.4 > 0.6 \cdot f_y = 36 \text{ ksi}$$

Actual  $f_s = 29.8 \text{ ksi} < \text{Permitted } f_s = 36.0 \text{ ksi}$  OK

#### [5.7.3.3.1]

#### Check Maximum Reinforcement

No more than 42 percent of the flexural cross section can be in compression at the strength limit state. With  $A_s = 0.62 \text{ in}^2/\text{ft}$  and  $d = 51.69$  inches, the depth of the section in compression is:

$$c = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b} = \frac{0.62 \cdot 60}{0.85 \cdot 4 \cdot 0.85 \cdot 12} = 1.07 \text{ in}$$

The fraction of the section in compression is:

$$\frac{c}{d} = \frac{1.07}{51.69} = 0.021 < 0.42$$
 OK

#### [5.7.3.3.2]

#### Check Minimum Reinforcement

The gross moment of inertia is:

$$I_g = \frac{1}{12} \cdot b \cdot t^3 = \frac{1}{12} \cdot 12 \cdot (54)^3 = 157,500 \text{ in}^4$$

The distance from the centroidal axis to the tension face is:

$$y_t = 27.00 \text{ in}$$

Combining these parameters and using the rupture stress computed earlier leads to a cracking moment of:

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t} = \frac{0.48 \cdot 157,500}{27.00 \cdot (12)} = 233.3 \text{ kip-ft}$$

With a 20 percent increase, the required capacity is:

$$1.2 M_{cr} = 280.0 \text{ kip-ft}$$

The capacity of the #16 bars at a 6 inch spacing is:

$$M_r = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left[ d \cdot \frac{8}{16} \right]$$

$$= 0.9 \cdot 0.62 \cdot (54) \cdot \left( \frac{157,500}{12} \right) \cdot \left( \frac{1}{2} \right) = 2,142 \text{ kip-ft}$$

$$142.9 \text{ kip} \cdot \text{ft} < 280.0 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

OK

The strength design moment of 118.7 kip-ft is less than half of the  $1.2 \cdot M_{Cr}$  moment. Provide reinforcement capable of resisting:

$$1.33 \cdot M_u = 1.33 \cdot 118.7 = 157.9 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

With #19 bars ( $d = 51.63$ ) the required area of steel is  $0.69 \text{ in}^2/\text{ft}$ .

Provide #19 bars at 6 inches ( $A_s = 0.88 \text{ in}^2/\text{ft}$ ) for vertical back face reinforcement.

#### Shrinkage and Temperature Reinforcement

Mn/DOT practice for members over 48 inches thick is to use #19 bars spaced at 12 inches.

Use #19 bars at 12 inches ( $A_s = 0.44 \text{ in}^2/\text{ft}$ ) on each face, for horizontal reinforcement and #19 bars at 12 inches for vertical front face reinforcement.

#### K. Splice Length

[5.11.5.3]

[5.11.2]

Calculate the tension lap length for the stem reinforcing. For epoxy coated #19 bars the basic development length  $\ell_{db}$  is the greater of:

$$\ell_{db} = \frac{1.25 \cdot A_b \cdot f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{1.25 \cdot 0.44 \cdot 60}{\sqrt{4.0}} = 16.5 \text{ in.}$$

or

$$\ell_{db} = 0.4 \cdot d_b \cdot f_y = 0.4 \cdot 0.75 \cdot 60 = 18.0 \text{ in.}$$

GOVERNS

The modification factors to the development length are:

- 1.5 for epoxy coated bars with cover less than three bar diameters (2.25 in).
- 0.8 for bars with spacing  $\geq 6$  inches and cover  $\geq 3$  inches in direction of spacing. (Note that cover for the end bars is  $< 3$  inches, but the wall is long, so cover will have negligible effect.)

Then the development length  $\ell_d$  is:

$$\ell_d = 18.0 \cdot 1.5 \cdot 0.8 = 21.6 \text{ in.}$$

Referring to LRFD Table 5.11.5.3.1-1, with 100 percent of the steel spliced and less than twice the necessary amount of steel provided, a Class C splice should be provided.

$$\ell_{spl} = 1.70 \cdot \ell_d = 1.70 \cdot 21.6 = 36.7 \text{ in}$$

Use a tension lap length of 37 inches.

### ***L. Flexural Design of the Backwall (parapet)***

The required vertical reinforcement in the backwall (parapet) is sized to carry the moment at the bottom of the backwall. The design is performed on a one-foot wide strip of wall. The backwall design is governed by the horizontal earth pressure and live load surcharge loading during construction.

#### **Horizontal Earth Pressure**

$$p_{top} = 0.0 \text{ ksf}$$

$$p_{bottom} = 0.033 \cdot 6.75 = 0.223 \text{ ksf}$$

The resultant force applied to the backwall is:

$$P_{EH} = 0.5 \cdot (0.223) \cdot (6.75) \cdot (1.00) = 0.75 \text{ kips}$$

The height of the resultant above the bottom of the backwall is:

$$x_{EH} = 0.33 \cdot (6.75) = 2.25 \text{ ft}$$

The moment at the bottom of the backwall is:

$$M_{EH} = P_{EH} \cdot x_{EH} = 0.75 \cdot 2.25 = 1.69 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

#### ***[Table 3.11.6.4-1]***

#### **Live Load Surcharge**

Interpolate between the values provided in the table to arrive at the required equivalent height of surcharge to use for the design of the backwall.

$$h_{eq} = \left( \frac{6.75 - 5}{10.0 - 5} \right) \cdot (3 - 4) + 4 = 3.65 \text{ ft}$$

The resultant force applied to the backwall is:

$$P_{LS} = 0.033 \cdot (3.65) \cdot (6.75) \cdot (1.00) = 0.81 \text{ kips}$$

The height of the resultant force above the bottom of the backwall is:

$$x_{LS} = \frac{6.75}{2} = 3.38 \text{ ft}$$

Moment at the bottom of the backwall is:

$$M_{LS} = P_{LS} \cdot x_{LS} = 0.81 \cdot 3.38 = 2.74 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

columns were determined according to the stress conditions.

Even in the case where there is little difference in rigidity between the columns, the loads in the out-of-plane direction shared by the columns differ when the rigid frame pier has remarkable eccentricity. In such cases, where there is a difference between column rigidity ratio and axial force ratio, it is necessary to take other things into consideration, such as finding the shared load according to the axial force ratio and designing conservatively by taking into consideration the larger of the loads calculated by the two methods.

In seismic design with ultimate lateral strength method, the share ratio may be determined from the yield rigidity ratio of the columns. However, for rigid frame piers having remarkable eccentricity, the share ratio must be examined separately.

## 8.4 Design of Abutments

### 8.4.1 Reverse T-shaped Abutments

- (1) The wall of a reverse T-shaped abutment can be designed as a cantilever with the fixed end at the section connected to the footing.
- (2) The reinforcement in an abutment wall shall be arranged in accordance with the following requirements:
  - 1) Cut-off of vertical reinforcement shall not be allowed in abutment walls. Longitudinal reinforcement in the front surface of a wall section shall be one half or more than that in the rear surface. However, for abutments likely to sustain lateral movement at normal times, or for abutments located on ground vulnerable to seismic liquefaction, the amount of the front reinforcement shall be equal to that of the rear.
  - 2) Lateral reinforcement equal to one third or more of the longitudinal reinforcement at the front and rear of the abutment wall shall be placed inside the wall. The lateral reinforcement shall be placed at intervals not exceeding 100 mm and shall be anchored into the footing.

The ends of the distribution bars shall be anchored towards the inner wall section with semicircular hooks or acute angular hooks.

- 4) Intermediate ties shall be arranged in accordance with the following requirements:
  - i) The quality and diameter of the intermediate ties shall be identical to those of the lateral reinforcement.
  - ii) The maximum spacing between adjacent intermediate ties shall be 600 mm vertically and 1 m horizontally.
  - iii) Intermediate ties shall be fixed to the lateral reinforcement by hooking at both ends. At least one end of the ties shall have a semicircular or acute angled hook. When using right angled hooks at the other end, the intermediate ties shall be located so that the right angled hooks come at staggered positions.
  - iv) When two intermediate ties are connected by lap joints in the same cross-section of the wall, the lap length shall be at least 40 times the diameter of the tie, and both ends shall be hooked.

- (1) The loads to be used for the calculation of the wall section of a reverse T-shaped abutment are illustrated in Fig.-C.8.4.1. The wall can be as a cantilever beam with the fixed end at the node connected to the top of the footing.

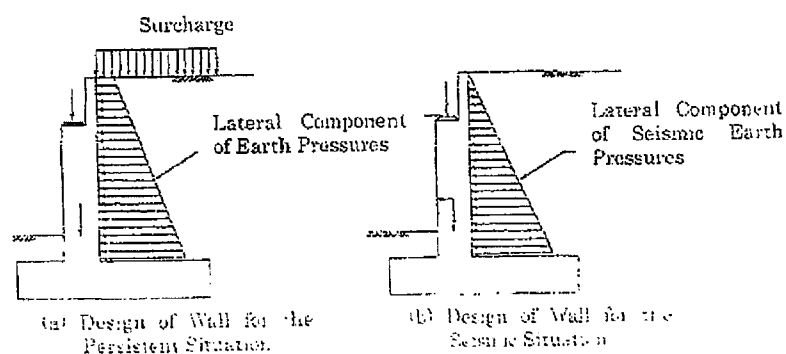


Fig. C.8.4.1: Design of Wall for the Persistent Situation and Seismic Situation

**Attachment 3: Comparison between Beam and Column Models (A2 Abutment OP23c)**



## 4. ULTIMATE CHECK AND SHEAR CAPACITY CHECK

## 4.1. CHECK FOR BODY SHAFT (SECTION B-B)

Combination loading to section B-B

Combination	$\Sigma N$ kN	$\Sigma H_x$ kN	$\Sigma H_y$ kN	$\Sigma M_x$ kN.m	$\Sigma M_y$ kN.m
Strength I	16899.1	9052.8	0.0	2431.7	40244.3
Strength II	22187.7	13229.8	0.0	4255.4	56910.9
Strength III	22187.7	13229.8	0.0	4255.4	56910.9
Service	16690.2	8887.2	0.0	4255.4	38384.2
Extreme	19831.4	15074.9	407.0	3670.4	55676.8

The dimensions of calculated section.

- Effective Width of Section

$$b, b_w = 22800 \text{ mm}$$

- Total Depth of Section

$$h = 1800 \text{ mm}$$

## 1. Check Biaxial flexure

Used combination loading:

Strength II

- Axial loading used in calculation:  $N = 22188 \text{ (kN)}$ If the factored axial load is not less than  $0.1 \cdot \phi \cdot f_c \cdot A_g$ :

$$M_{ux}/M_{rx} + M_{uy}/M_{ry} \leq 1 \quad (1-a)$$

If the factored axial load is not less than  $0.1 \cdot \phi \cdot f_c \cdot A_g$ :

$$1/P_{rx} = 1/P_{rx} + 1/P_{ry} - 1/\phi \cdot P_o \quad (1-b)$$

- Check for condition  $0.1 \cdot \phi \cdot f_c \cdot A_g$ :

$$\phi = 0.75$$

 $f_c$  Compression Strength of concrete at 28 days

$$= 30 \text{ (MPa)}$$

 $A_g$  Gross area of section

$$= 41.04 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$\text{Value: } 0.1 \cdot \phi \cdot f_c \cdot A_g = 92340 \text{ (kN)}$$

- Compared  $N = 22188 < 0.1 \cdot \phi \cdot f_c \cdot A_g = 92340$  Check follow formula (1-a)-  $M_{rx}$  x axial Flexure capacity (N.mm)-  $M_{ry}$  y axial Flexure capacity (N.mm)

$$\phi \text{ resistance factor for member in flexure} = 0.90$$

 $A_s$  Reinforcement area

$$\text{Longitudinal direction} = 136 - D28$$

$$\rightarrow A_s = 83742 \text{ mm}^2$$

$$\text{Longitudinal direction} = 136 - D16$$

$$\rightarrow A_s = 27344 \text{ mm}^2$$

$$\text{Horizontal direction} = 12 - D16$$

$$\rightarrow A_s = 2413 \text{ mm}^2$$

$$\text{Horizontal direction} = 12 - D16$$

$$\rightarrow A_s = 2413 \text{ mm}^2$$

 $d_c$  Effective Cover to Steel Centroid

$$d_c = 64.0 \text{ mm (Longitudinal)}$$

$$= 50.0 \text{ mm (Horizontal)}$$

 $d_s$  Depth from to Steel Centroid

$$\text{Longitudinal direction } d_s = 1736 \text{ mm}$$

$$\text{Horizontal direction } d_s = 22750 \text{ mm}$$

 $a = c \beta_1$  Depth of the equivalent stress block $\beta_1$  stress block factor

$$\beta_1 = 0.84$$

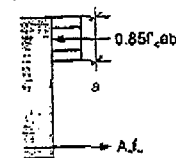
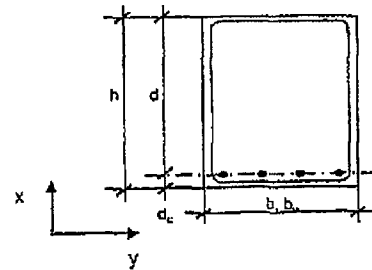
$$\text{Longitudinal direction } a = 58 \text{ mm}$$

$$\text{Horizontal direction } a = 21 \text{ mm}$$

Factored flexural resistance:

$$\text{Longitudinal direction } M_{rx} = 66,330 \text{ kNm}$$

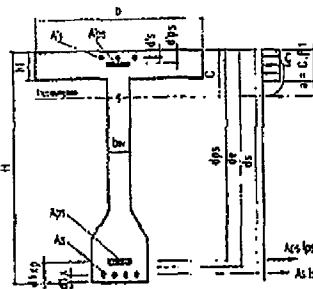
$$\text{Horizontal direction } M_{ry} = 32,900 \text{ kNm}$$

-  $M_{ux}$  Factored flexural in direction of the x axial = 4255.4 kNm-  $M_{uy}$  Factored flexural in direction of the y axial = 56911 kNm

12TCN272-113; AASHTO LRFD 2nd - 1998

## REINFORCEMENT CHECKING - HEAD AND STEM WALL

MATERIALS			
NORMAL CONCRETE			
f <sub>c</sub>	Compressive Strength of concrete at 28 days	Mpa	30
E <sub>c</sub>	Modulus of Elasticity	Mpa	27691
f <sub>r</sub>	Modulus of Rupture	Mpa	3.5
γ <sub>c</sub>	Unit weight of concrete	kN/m <sup>3</sup>	24.5
PRESTRESSING STEEL			
f <sub>pu</sub>	Tensile strength of prestressing steel	Mpa	1860
f <sub>py</sub>	Yield strength of prestressing steel	Mpa	1570
E <sub>p</sub>	Modulus of Elasticity	Mpa	195000
REINFORCEMENT			
f <sub>y</sub>	Yield strength	Mpa	400
E <sub>s</sub>	Modulus of Elasticity	Mpa	200000
ε <sub>s</sub>	Ratio ε <sub>s</sub> /ε <sub>c</sub>		7



Sign	Parameters	Unit	Sections				
			1-1	1-1	2-2	2-2	2-2

INTERNAL FORCES AT SECTION

INTERNAL FORCES AT SECTION							
	Combination		Strength	Service	Service	Strength	Extreme
Qu	Shear	kN	1284	780	9053	13230	15077
Mu	Flexural Moment	kNm	1089	625	40244	56911	55677
Nu	Axial load	kN	1137	901	16899	22188	19833
Tu	Torsional Moment	kNm	0	0	0	0	

### FLEXURAL MOMENT CHECKING

FLEXURAL MOMENT CHECKING									
H	Section height		m	0.500	0.500	1.800	1.800	1.800	1.800
d's	Dis. From comp. fiber to centroid of comp. Rein'		m	0.058	0.058	0.058	0.058	0.058	0.058
d1s	Dis. From tens. fiber to centroid of tension Rein'		m	0.058	0.058	0.059	0.059	0.059	0.059
	Cover to reinf		m	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050
ds	Dis. From comp. fiber to centroid of tension Rein'		m	0.442	0.442	1.741	1.741	1.741	1.741
dps	Dis. From comp. fiber to centroid of comp. prestressing steel		m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
d1xp	Dis. From tens. fiber to centroid of tension prestressing steel		m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
dps	Dis. From comp. fiber to centroid of tension prestressing steel		m	0.500	0.500	1.800	1.800	1.800	1.800
b	Width of the compression face of member		m	22.816	22.816	22.816	22.816	22.816	22.816
bw	Web width or diameter of a circular section		m	22.816	22.816	22.816	22.816	22.816	22.816
hf	Compression flange depth		m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Iz	Moment of inertia of section		m <sup>4</sup>	0.238	0.238	11.089	11.089	11.089	11.089
Ame	Section area		m <sup>2</sup>	11.408	11.408	41.069	41.069	41.069	41.069
	Steel choice								
	Tension prestressing steel	P.S type		0	0	0	0	0	0
		Number	tendons	0	0	0	0	0	0
		Area	m <sup>2</sup>	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
	Compression prestressing steel	P.S type		0.700 0	0.700 0	0.700 0	0.700 0	0.700 0	0.700 0
		Number	tendons	0	0	0	0	0	0
		Area	m <sup>2</sup>	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
	Tension Reinforcement	Number	bars	142	142	136	136	136	136
		Diameter	mm	16	16	32	32	32	32
		Area	m <sup>2</sup>	0.02868	0.02868	0.10894	0.10894	0.10894	0.10894
	Compression Reinforcement	Number	bars	142	142	136	136	136	136
		Diameter	mm	16	16	16	16	16	16
		Area	m <sup>2</sup>	0.02868	0.02868	0.02747	0.02747	0.02747	0.02747
	Shear reinforcement	Number	bars	37	37	36	36	36	36
		Diameter	mm	14	14	14	14	14	14
		Area	m <sup>2</sup>	0.00559	0.00559	0.00544	0.00544	0.00544	0.00544
f	Resistance factors for flexure	5.5, 4.2		0.90	1.00	1.00	0.90	0.90	1.00
fv	Resistance factors for shear			0.90	1.00	1.00	0.90	0.90	1.00
an	Resistance factors for axial force			1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
β1	Stress block factor			0.836	0.836	0.836	0.836	0.836	0.836
c	Dis. Between centroid and top fiber		m	0.000	0.000	0.067	0.067	0.067	0.067
	For T section behavior		m	0.000	0.000	0.067	0.067	0.067	0.067
	For rectangular section behavior		m	0.000	0.000	0.067	0.067	0.067	0.067
fpe	Effective stress in the prestressing steel after losses		Mpa	1116	1116	1116	1116	1116	1116
fpy	Aver. stress in prest. steel at the time for which the nominal resistance		Mpa	1860	1860	1840	1840	1840	1840
k	Factor depends on type of P.S. Low relaxation strand L = 0.28			0.78	0.28	0.28	0.28	0.28	0.28

Da Nang Quang Ngai Expressway project				Item	Eng.	Date	Sign.
OP23C BRIDGE				Design			
DETAIL DESIGN				Check			
ABUTMENT A2R				Revise			
22TCN222-05: AASHTO LRFD 2nd - 1995							
REINFORCEMENT CHECKING - HEAD AND STEM WALL							
a	Depth of equivalent stress block	m	0.000	0.000	0.056	0.056	0.056
de	Conesp. effective depth from extreme comp. fiber to centroid of tensile force in the tensile reinf.	m	0.442	0.442	1.741	1.741	1.741
Mn	Nominal resistance	kNm	4406	4406	74313	74313	74313
Mr	Factored resistance	kNm	3965	4406	74313	66882	74313
Mu	Flexural moment	kNm	1089	625	40244	56911	55677
(5.7.3.2)	Flexural moment Checking		OK	OK	OK	OK	OK
side	Limits for reinforcement						
	Maximum reinforcement		0.00	0.00	0.04	0.04	0.04
	Maximum reinforcement Checking	$\leq 0.42$	OK	OK	OK	OK	OK
1.2*Mer	Cracking moment	kNm	1968	1968	26495	26495	26495
(5.7.3.2)	Checking $M_r \geq \min(1.2M_{cr}, 1.33M_u)$		OK	OK	OK	OK	OK
(5.7.3.4)	Control of cracking by distr. of reinf. for RC member - Check?		No	Yes	Yes	No	No
	Existing condition for structure	1, 2 or 3	1	1	1	1	1
dc	Concr. thickness from Tens. fiber to tens. reinf. nearest	m	0.058	0.058	0.059	0.059	0.059
Z	Crack width parameter	N/mm	30000	30000	30000	30000	30000
A	Area of concr. with same centroid as tens. Reinf.	m <sup>2</sup>	0.019	0.019	0.020	0.020	0.020
f <sub>sa</sub>	Value	Mpa	292	292	285	285	285
0.6*f <sub>y</sub>	Tensile stress in reinf. $M/(A_s \cdot 0.6f_y)$	Mpa	240	240	240	240	240
x	Dist. From compression fiber to centroid	m	-	0.08	0.309	-	-
Jd	Area	m <sup>4</sup>	-	0.415	1.638	-	-
Icr	Moment of inertia of the cracked section	m <sup>4</sup>	-	0.03	1.799	-	-
f <sub>s</sub>	Tensile stress in reinforcement $f_s = M_{cr} / (A_s \cdot J_d)$	Mpa	-	52	226	-	-
(5.10.8.2)	Shrinkage and temperature Reinforcement (side distribution)		N.A.	OK	OK	N.A.	N.A.
Area <sub>req</sub>	Area of required reinf.	m <sup>2</sup>	0.00046	0.00046	0.00127	0.00127	0.00127
	Distribution on sides	m <sup>2</sup>	0.00141	0.00141	0.00141	0.00141	0.00141
	Required Spacing not larger than	m	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
	Checking		OK	OK	OK	OK	OK
SHEAR AND TORSION CHECKING							
$\beta$	Factor indicating diag. cracked concr. to tension		2.5	3.3	2.2	2.0	2.0
$\theta$	Angle of inclination of diagonal compressive	degree	29.47	28.59	35.75	39.80	40.43
$\alpha$	Angle of inclination of transv. reinf. to long. Axis	degree	90	90	90	90	90
b	Effective web width as minimum web width - in dv	m	22.816	22.816	22.816	22.816	22.816
dv	Effective shear depth	m	0.442	0.442	1.713	1.713	1.713
s	Spacing of stirrups	m	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600
ncor	Amount of bars in spacing S	bars	37	37	36	36	36
A <sub>v</sub>	Shear reinf. area in spacing S	m <sup>2</sup>	0.0056	0.0056	0.0054	0.0054	0.0054
$\theta$	Assume	degree	29.47	28.59	35.75	39.80	40.43
v	Shear stress in concrete	kN/m <sup>2</sup>	141	77	232	376	386
E <sub>p</sub>	Parameter taken as modulus of elasticity of prestressing tendons	Mpa	1116	1116	1116	1116	1116
$\epsilon_s$	Strain in tensile reinforcement		5.30E-04	2.93E-04	9.79E-04	1.38E-03	1.44E-03
	Strain checking	$\leq 2.00E-3$	OK	OK	OK	OK	OK
v/c	Ratio of shear stress and f <sub>c</sub>		0.005	0.003	0.008	0.013	0.013
$\beta$	Final value		2.5	3.3	2.2	2.0	2.0
$\theta$	Final value	degree	29.47	28.59	35.75	39.80	40.43
V <sub>c</sub>	Nominal shear resistance provided by tensile stresses in the concrete	kN	11432	15234	39830	35840	35217
V <sub>s</sub>	Shear resistance provided by shear reinforcement	kN	2913	3021	8624	7451	7287
V <sub>p</sub>	Component in the direction of the applied shear of the effective P.S	kN	0	0	0	0	0
V <sub>n1</sub>	$V_n1 = V_c + V_s + V_p$	kN	14345	18255	48454	43291	42504
V <sub>n2</sub>		kN	75635	75635	293128	293128	293128
V <sub>n</sub>	Nominal shear resistance $V_n = \min(V_{n1}, V_{n2})$	kN	14345	18255	48454	43291	42504
V <sub>r</sub>	Factored shear resistance	kN	12910	18255	48454	38962	42504
V <sub>u</sub>	Shear	kN	1284	760	9953	13230	15075
(5.8.2.7)	Shear checking		OK	OK	OK	OK	OK
	Region requiring transverse reinf. Checking		No need	No need	No need	No need	No need
	Minimum shear reinf. area	m <sup>2</sup>	0.0156	0.0156	0.0156	0.0156	0.0156
	Minimum shear reinforcement Checking	kN	30254	30254	117251	117251	117251
	$\rho \geq f_c / b \cdot d \cdot \sigma_s$	m	0.35	0.35	0.60	0.60	0.60
	Maximum spacing S <sub>max</sub>						

Consulting Services for  
**Detailed Design for Danang - Quang Ngai Expressway Development Project**  
IDA Credit No. 3843-VN

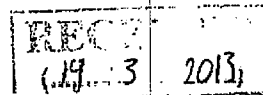
Project Office  
11th Floor, PVFC Building, Lot A2.1, April 30 Street, Hai Chau District, Danang City, Vietnam

Tel. : +84-(0)511-3797961  
Fax. : +84-(0)511-3797962

Ref. No. : DQEDD-PMU85-136-13

Date : March 18, 2013

Mr. Nguyen Trung Sy  
Project Manager  
Project Management Unit No. 85 (PMU85), Danang  
Fax No.: +84-511-3642-914



**Subject: Clarification of Structural Calculation of Abutment Wall**

Dear Sir,

Reference is made to the following document:

- Appendix I - Agreed Comments on 2<sup>nd</sup> Appraisal Report, Minutes of Meeting on Mar. 3, 2013

For the structural calculation model of abutment wall, we applied the beam model; however, VEC instructed to apply the column model in the meeting on Mar. 3, 2013 (see Attachment 1).

We studied it again after the meeting and concluded as follows:

1. No design standards apply the column model in the structural calculation of abutment wall.
2. Many design standards in the world apply the beam model in the structural calculation of abutment wall (see Attachment 2); for example,
  - P11-59, Sec. 11.1: Abutments, Bridge Design Manual, Minnesota States Department of Transport according to AASHTO
  - P110, Sec. 8.4: Abutment Design, Specification for Highway Bridge, Japan Road Association
3. We calculated and compared between the beam and column models and the internal force calculated by the beam model is bigger than the column model (see Attachment 3).

By the above reasons, we propose again to apply the beam model in the structural calculation of abutment wall in the Project.

This clarification will be affected to submission of Final D/D Report of PKGA4.

Your timely response will be highly appreciated.

Sincerely Yours,

Ichizuru ISHIMOTO  
Project Manager/Team Leader

Enclosed: Attachment 1: Summary of Comments and Answers of Abutment Wall Design  
Attachment 2: Structural Calculation Model in AASHTO and Japanese Standards  
Attachment 3: Comparison between Beam and Column Models (A2 Abutment, CP23c)

C C : PMU85, Vinh  
Office Copy

**Consulting Services for  
Detailed Design for Danang - Quang Ngai Expressway Development Project  
IDA Credit No. 4779-VN**

Project Office  
11th Floor, PVFC Building, Lot A2.1, April 30 Street, Hai Chau District, Danang City, Vietnam

Tel. : +84-(0)511-3797961  
Fax. : +84-(0)511-3797962

Số : DQEDD-PMU85-136-13

Ngày : 18/03/2013

**Ông Nguyễn Trung Sỹ**  
Giám đốc dự án  
Ban quản lý dự án 85 (PMU85), Đà Nẵng  
Số Fax: +84-511-3642-914

**V/v: Làm rõ Phần tính toán kết cấu tường móng**

Thưa Ông,

Tham chiếu các tài liệu sau:

- Phụ lục I – Ý kiến thỏa thuận về Báo cáo thẩm tra lần 2, Biên bản họp ngày 3/3/2013

Đối với mô hình tính toán kết cấu tường móng, Tư vấn đã áp dụng mô hình dầm; tuy nhiên, VEC chỉ đạo áp dụng mô hình cột tại buổi họp tổ chức vào ngày 3/3/2013 (xem Bản đính kèm 1).

Sau buổi họp Tư vấn đã nghiên cứu lại và kết luận như sau:

1. Không có tiêu chuẩn thiết kế nào áp dụng mô hình cột trong việc tính toán kết cấu tường móng.
2. Nhiều tiêu chuẩn thiết kế trên thế giới áp dụng mô hình dầm trong việc tính toán kết cấu tường móng (xem Bản đính kèm 2); ví dụ,
  - P11-59, Mục 11.1: Sổ tay thiết kế cầu, móng cầu, Sổ giao thông vận tải Bang Minnesota theo AASHTO
  - P110, Mục 8.4: Thiết kế móng cầu, tiêu chuẩn thiết kế cầu trên đường cao tốc, Hiệp hội đường bộ Nhật Bản
3. Tư vấn đã tính toán và so sánh giữa mô hình dầm và mô hình cột và nội lực được tính theo mô hình dầm là lớn hơn so với mô hình cột (xem Bản đính kèm 3).

Vì các lý do trên, Tư vấn đề xuất áp dụng mô hình dầm trong tính toán kết cấu tường móng cho Dự án.

Việc làm rõ này sẽ ảnh hưởng đến việc trình nộp Hồ sơ TKKT Gói thầu A4 lần cuối.

Mong nhận được phản hồi sớm từ Ông.

Trân trọng,



Ichizuru ISHIMOTO  
Giám đốc dự án

Đính kèm: Bản đính kèm 1: Tổng hợp các ý kiến và trả lời về thiết kế tường móng  
Bản đính kèm 2: Mô hình tính toán kết cấu trong AASHTO và Tiêu chuẩn của Nhật Bản  
Bản đính kèm 3: So sánh giữa mô hình dầm và mô hình cột (Mô A2, cầu OP23c)

C.C. : PMU85, Vinh  
Lưu văn phòng

**Attachment 1: Summary of comments and answers of Abutment wall design**

**SOCIALIST REPUBLIC OF VIETNAM**

**Independence – Freedom- Happiness**

*Đà Nẵng, 3 March, 2013*

**MINUTES OF MEETING**

**Review D/D Report of PKG A4-  
Đà Nẵng – Quảng Ngãi Expressway Project**

**I. PARTICIPANTS:**

**1. Representative of VEC:**

- Mr. Nguyễn Từ : Deputy Manager of Technical- Technology-  
Environment Department
- Mr. Đặng Ngọc Anh : Engineer of VEC

**2. Representative of PMU 85**

- Mr. Nguyễn Khắc Sơn : Deputy Project Manager
- Mr. Lê Trọng Độ : Deputy Project Manager
- Mr. Trần Hữu Quý : Engineer

**3. Representative of the Consultant**

- Mr. Đoàn Văn Thắng : Co-Project Manager
- Mr. Nguyễn Mạnh Chung : Engineer
- Mr. Nguyễn Văn Lê : Engineer

**II. CONTENTS:**

After review D/D report of PKGA4, appraisal comments of VECC. Dowha and site-checking, all parties agreed with the followings :

- Agreed comments shown in the attached Appendix I. II. III.
- Modify the design of blind ditch to lower the underground water level, catch water system in the area of the excavation section.

**III. CONCLUSION:**

Based on what are agreed in II, it is requested PMU85 to instruct the Consultant to finalize the D/D report to ensure the progress of bidding document issuance .

This minutes is made into 3 copies with same value and each copy is for each party for following.

Representative of the  
Consultant

Representative of PMU85

Representative of VEC

Nguyễn Văn Lê

Nguyễn Khắc Sơn

Đặng Ngọc Anh

**Appendix I – Agreed Comments on 2<sup>nd</sup> Appraisal Report**  
(Enclosed with Minutes of Meeting on 3/3/2013)

No.	Item	1 <sup>st</sup> Comments	1 <sup>st</sup> Answers	2 <sup>nd</sup> Comments	Discussion and Agreement
<i>(Order No. and name of items are unchanged from 1<sup>st</sup> appraisal comments)</i>					
1	Design Report				
4.1	4.1. Setting of vertical and lateral clearance	In the main text, it is stated that "for setting of the lateral and vertical clearance line there is no stipulation in Vietnamese standards" – Then, it totally contradict with item 4.3. The Consultant is requested to consider to set of vertical and lateral clearance in accordance with standards mentioned in 4.3, and Japanese standards in case of isc >2%.	This section mention about placing of clearance position on general section and super-elevation section.	Consultant's answer is acceptable however the words "for setting of the lateral and vertical clearance line there is no stipulation in Vietnamese standards" is incorrect	To revise the Report
4.2	4.2. Cross section	<ul style="list-style-type: none"> <li>- It is requested to modify the Typical Cross Section for high embankment, with this one, it is necessary to modify the ditch at berm as stipulated at 7.8.4 of TCVN 4054:2005</li> <li>- It is requested to name the ditch in typical cross section properly with the legends in drawings –Details of drainage structure-item J7</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Berm is placed at 6m height interval to stabilize high embankment as counterweight for the embankment for the section.</li> <li>- The Consultant will revise the drawings.</li> </ul>	In Design Report, there is no typical cross section for high embankment with berm ditch. It is requested to add for consistency with drawings	To revise the Report



No.	Item	1 <sup>st</sup> Comments	1 <sup>st</sup> Answers	2 <sup>nd</sup> Comments	Discussion and Agreement
				operation	
	2. Bridge FO10a	<p>Pier calculation</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- According to calculation result, dimension of used pier footing is large. It is requested to reduce the dimension and height of pier footing</li> </ul> <p>Abutment calculation:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- It is requested to audit abutment wall according to concurrent bending press structure</li> </ul>	<p><u>[Vol. 3-2: Structural Calculation Report (Bridge Works)]</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Same as No. 93 (FO10a)</li> </ul> <p>Earth pressure causes bending moment for abutment wall, loads from superstructure with eccentricity always cause bending moment for abutment wall too, so Consultant recommends to audit abutment wall under flexion capacity is suitable.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Stability audit depends much on foundation width but not pier cap thickness. So the reduction of height and widening of pier cap is suitable</li> <li>- Abutment wall is structure with bending and compression forces at the same time. The audit for bending and compression should be carried out. However the consideration of compression force just reduce the reinforcement steel for abutment body.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Agreed with Design (keep unchanged for pier cap height)</li> <li>- To revise (to audit the abutment body with compression and bending at the same time)</li> </ul>
	3. Bridge OP22a	<p>Calculation sheet of I girder:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- It is requested to show the length of anchor slipping to calculate stress</li> </ul>	<p><u>[Vol. 3-2: Structural Calculation Report (Bridge Works)]</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- It was show in article 4.1.2 of calculation sheet for I</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- It done. However the length of anchor slipping not shown</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 6mm length of anchor slipping in calculation sheets was shown.</li> </ul>

**Attachment 2: Structural Calculation Model in AASHTO and Japanese Standards**

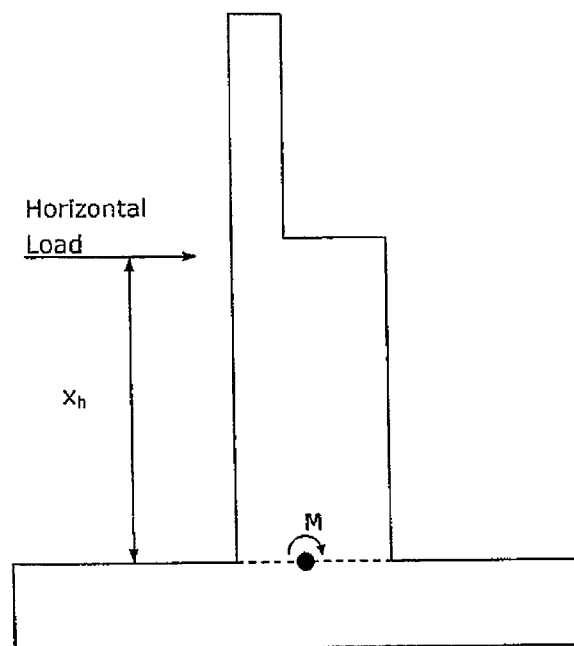
**Design Moments**

The design factored moment is:

$$M_u = 1.5 \cdot M_{EH} + 1.75 \cdot M_{LS} = 1.50 \cdot 60.0 + 1.75 \cdot 16.4 = 118.7 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

The design service moment is:

$$M_{\text{service}} = 1.0 \cdot M_{EH} + 1.0 \cdot M_{LS} = 1.0 \cdot 60.0 + 1.0 \cdot 16.4 = 76.4 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$



**Figure 11.4.1.4 - Load Diagram for Stem Design**

[5.7.2.2]

[5.7.3.2]

**Investigate the Strength Limit State**

Determine the area of back-face flexural reinforcement necessary to satisfy the design moment.

$$M_u = 118.7 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Initially, assume that #19 bars are used for flexural reinforcement to compute the "d" dimension:

$$d = (\text{thickness}) - (\text{cover}) - \left( \frac{d_b}{2} \right) = 54 - 2 - \frac{0.75}{2} = 51.63 \text{ in}$$

Using

$$A_s = \frac{4.5 \cdot d - \sqrt{20.25 \cdot d^2 - 13.236 \cdot M_u}}{6.618}$$

The required area of steel is  $0.51 \text{ in}^2/\text{ft}$ . Try #16 bars at 6 inches ( $A_s = 0.62 \text{ in}^2/\text{ft}$ ,  $d = 51.69 \text{ in}$ ).

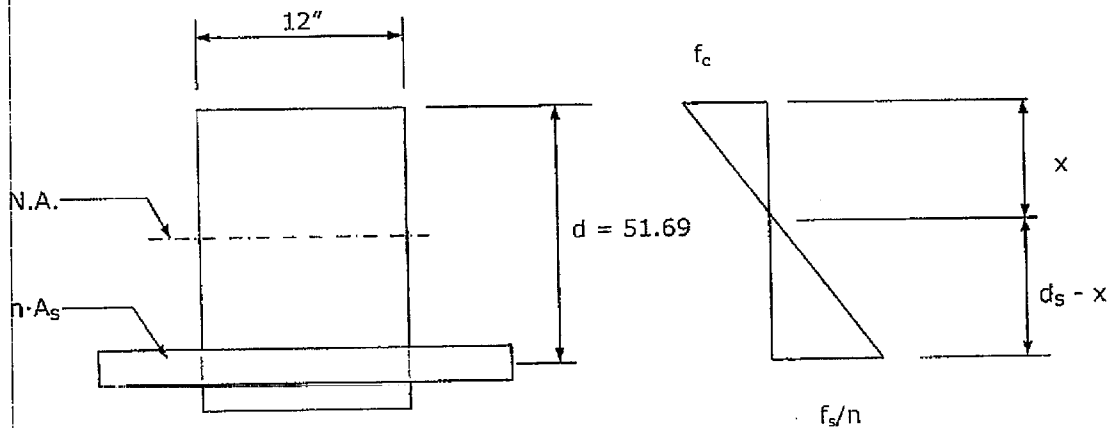
## [5.7.3.4]

**Crack Control**

Check crack control equations to ensure that the primary reinforcement is well distributed.

The transformed area of the reinforcement is:

$$n \cdot A_s = 8 \cdot 0.62 = 4.96 \text{ in}^2$$



**Figure 11.4.1.5**

Determine the location of the neutral axis:

$$\frac{1}{2} \cdot b x^2 = n \cdot A_s (d - x)$$

$$\frac{1}{2} \cdot (12) \cdot x^2 = 4.96 (51.69 - x) \quad \text{solving, } x = 6.14 \text{ inches}$$

$$j \cdot d = d - \frac{x}{3} = 51.69 - \frac{6.14}{3} = 49.64 \text{ in}$$

$$\text{Actual } f_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{76.4 \cdot 12}{0.62 \cdot (49.64)} = 29.8 \text{ ksi}$$

For  $z = 170$  kips/in,  $d_c = 2.313$  inches, #16 bars at 6 inches;

$$A = \frac{2 \cdot (d_c) \cdot b}{N} = \frac{2 \cdot (2.313) \cdot 12}{2} = 27.8 \text{ in}^2$$

$$\text{Permitted } f_s = \frac{z}{\sqrt[3]{d_c \cdot A}} = \frac{170}{\sqrt[3]{2.313 \cdot 27.8}} = 42.4 > 0.6 \cdot f_y = 36 \text{ ksi}$$

$$\text{Actual } f_s = 29.8 \text{ ksi} < \text{Permitted } f_s = 36.0 \text{ ksi} \quad \text{OK}$$

#### [5.7.3.3.1]

##### Check Maximum Reinforcement

No more than 42 percent of the flexural cross section can be in compression at the strength limit state. With  $A_s = 0.62 \text{ in}^2/\text{ft}$  and  $d = 51.69$  inches, the depth of the section in compression is:

$$c = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b} = \frac{0.62 \cdot 60}{0.85 \cdot 4 \cdot 0.85 \cdot 12} = 1.07 \text{ in}$$

The fraction of the section in compression is:

$$\frac{c}{d} = \frac{1.07}{51.69} = 0.021 < 0.42 \quad \text{OK}$$

#### [5.7.3.3.2]

##### Check Minimum Reinforcement

The gross moment of inertia is:

$$I_g = \frac{1}{12} \cdot b \cdot t^3 = \frac{1}{12} \cdot 12 \cdot (54)^3 = 157,500 \text{ in}^4$$

The distance from the centroidal axis to the tension face is:

$$y_t = 27.00 \text{ in}$$

Combining these parameters and using the rupture stress computed earlier leads to a cracking moment of:

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t} = \frac{0.48 \cdot 157,500}{27.00 \cdot (12)} = 233.3 \text{ kip-ft}$$

With a 20 percent increase, the required capacity is:

$$1.2 M_{cr} = 280.0 \text{ kip-ft}$$

The capacity of the #16 bars at a 6 inch spacing is:

$$M_r = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_r = 0.9 \cdot 0.62 \cdot 60 \cdot \left( 51.69 - \frac{1.07 \cdot 1.85}{2} \right) \cdot \left( \frac{1}{12} \right) = 142.9 \text{ kip-ft}$$

$$142.9 \text{ kip} \cdot \text{ft} < 280.0 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

OK

The strength design moment of 118.7 kip-ft is less than half of the  $1.2 \cdot M_{Cr}$  moment. Provide reinforcement capable of resisting:

$$1.33 \cdot M_u = 1.33 \cdot 118.7 = 157.9 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

With #19 bars ( $d = 51.63$ ) the required area of steel is  $0.69 \text{ in}^2/\text{ft}$ .

Provide #19 bars at 6 inches ( $A_s = 0.88 \text{ in}^2/\text{ft}$ ) for vertical back face reinforcement.

#### Shrinkage and Temperature Reinforcement

Mn/DOT practice for members over 48 inches thick is to use #19 bars spaced at 12 inches.

Use #19 bars at 12 inches ( $A_s = 0.44 \text{ in}^2/\text{ft}$ ) on each face, for horizontal reinforcement and #19 bars at 12 inches for vertical front face reinforcement.

#### K. Splice Length

[5.11.5.3]

[5.11.2]

Calculate the tension lap length for the stem reinforcing. For epoxy coated #19 bars the basic development length  $\ell_{db}$  is the greater of:

$$\ell_{db} = \frac{1.25 \cdot A_b \cdot f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{1.25 \cdot 0.44 \cdot 60}{\sqrt{4.0}} = 16.5 \text{ in.}$$

or

$$\ell_{db} = 0.4 \cdot d_b \cdot f_y = 0.4 \cdot 0.75 \cdot 60 = 18.0 \text{ in.}$$

GOVERNS

The modification factors to the development length are:

- 1.5 for epoxy coated bars with cover less than three bar diameters (2.25 in).
- 0.8 for bars with spacing  $\geq 6$  inches and cover  $\geq 3$  inches in direction of spacing. (Note that cover for the end bars is  $< 3$  inches, but the wall is long, so cover will have negligible effect.)

Then the development length  $\ell_d$  is:

$$\ell_d = 18.0 \cdot 1.5 \cdot 0.8 = 21.6 \text{ in.}$$

Referring to LRFD Table 5.11.5.3.1-1, with 100 percent of the steel spliced and less than twice the necessary amount of steel provided, a Class C splice should be provided.

[5.11.5.3.1]

The required lap length  $\ell_{spl}$  is:

$$\ell_{spl} = 1.70 \cdot \ell_d = 1.70 \cdot 21.6 = 36.7 \text{ in}$$

Use a tension lap length of 37 inches.

**L. Flexural Design  
of the Backwall  
(parapet)**

The required vertical reinforcement in the backwall (parapet) is sized to carry the moment at the bottom of the backwall. The design is performed on a one-foot wide strip of wall. The backwall design is governed by the horizontal earth pressure and live load surcharge loading during construction.

**Horizontal Earth Pressure**

$$p_{top} = 0.0 \text{ ksf}$$

$$p_{bottom} = 0.033 \cdot 6.75 = 0.223 \text{ ksf}$$

The resultant force applied to the backwall is:

$$P_{EH} = 0.5 \cdot (0.223) \cdot (6.75) \cdot (1.00) = 0.75 \text{ kips}$$

The height of the resultant above the bottom of the backwall is:

$$x_{EH} = 0.33 \cdot (6.75) = 2.25 \text{ ft}$$

The moment at the bottom of the backwall is:

$$M_{EH} = P_{EH} \cdot x_{EH} = 0.75 \cdot 2.25 = 1.69 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

[Table 3.11.6.4-1]

**Live Load Surcharge**

Interpolate between the values provided in the table to arrive at the required equivalent height of surcharge to use for the design of the backwall.

$$h_{eq} = \left( \frac{6.75 - 5}{10.0 - 5} \right) \cdot (3 - 4) + 4 = 3.65 \text{ ft}$$

The resultant force applied to the backwall is:

$$P_{LS} = 0.033 \cdot (3.65) \cdot (6.75) \cdot (1.00) = 0.81 \text{ kips}$$

The height of the resultant force above the bottom of the backwall is:

$$x_{LS} = \frac{6.75}{2} = 3.38 \text{ ft}$$

Moment at the bottom of the backwall is:

$$M_{LS} = P_{LS} \cdot x_{LS} = 0.81 \cdot 3.38 = 2.74 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

columns were determined according to the stress conditions.

Even in the case where there is little difference in rigidity between the columns, the loads in the out-of-plane direction shared by the columns differ when the rigid frame pier has remarkable eccentricity. In such cases, where there is a difference between column rigidity ratio and axial force ratio, it is necessary to take other things into consideration, such as finding the shared load according to the axial force ratio and designing conservatively by taking into consideration the larger of the loads calculated by the two methods.

In seismic design with ultimate lateral strength method, the share ratio may be determined from the yield rigidity ratio of the columns. However, for rigid frame piers having remarkable eccentricity, the share ratio must be examined separately.

## 8.4 Design of Abutments

### 8.4.1 Reverse T-shaped Abutments

- (1) The wall of a reverse T-shaped abutment can be designed as a cantilever with the fixed end at the section connected to the footing.
- (2) The reinforcement in an abutment wall shall be arranged in accordance with the following requirements:
  - 1) Cut-off of vertical reinforcement shall not be allowed in abutment walls. Longitudinal reinforcement in the front surface of a wall section shall be one half or more than that in the rear surface. However, for abutments likely to sustain lateral movement at normal times, or for abutments located on ground vulnerable to seismic liquefaction, the amount of the front reinforcement shall be equal to that of the rear.
  - 2) Lateral reinforcement equal to one third or more of the longitudinal reinforcement at the front and rear of the abutment wall shall be placed outside of the longitudinal reinforcement. The lateral reinforcement shall be deformed bars with a diameter not less than 13 mm. The maximum spacing of the lateral reinforcing bars shall be 300 mm.



The ends of the distribution bars shall be anchored towards the inner wall section with semicircular hooks or acute angular hooks.

- 4) Intermediate ties shall be arranged in accordance with the following requirements:
  - i) The quality and diameter of the intermediate ties shall be identical to those of the lateral reinforcement.
  - ii) The maximum spacing between adjacent intermediate ties shall be 600 mm vertically and 1 m horizontally.
  - iii) Intermediate ties shall be fixed to the lateral reinforcement by hooking at both ends. At least one end of the ties shall have a semicircular or acute angled hook. When using right angled hooks at the other end, the intermediate ties shall be located so that the right angled hooks come at staggered positions.
  - iv) When two intermediate ties are connected by lap joints in the same cross-section of the wall, the lap length shall be at least 40 times the diameter of the tie, and both ends shall be hooked.

- (1) The loads to be used for the calculation of the wall section of a reverse T-shaped abutment are illustrated in Fig.-C.8.4.1. The wall can be as a cantilever beam with the fixed end at the node connected to the top of the footing.

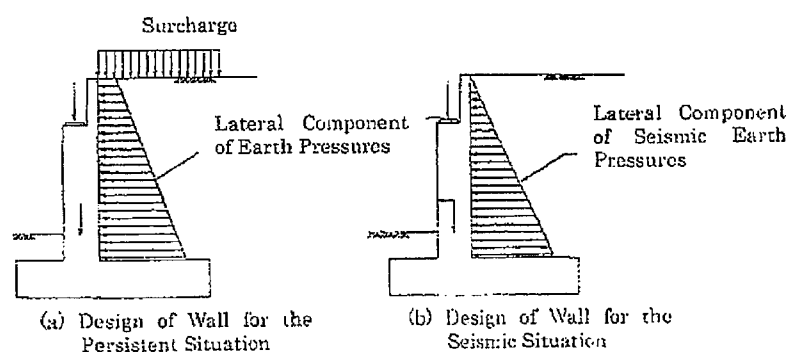


Fig.-C.8.4.1 Loads in Calculating a Wall Section of Reverse T-shaped Abutment

- (2) 1) The cur-off of longitudinal reinforcement in abutment walls should be

**Attachment 3: Comparision between Beam and Column Models (A2 Abutment OP23c)**

## 4. ULTIMATE CHECK AND SHEAR CAPACITY CHECK

## 4.1. CHECK FOR BODY SHAFT (SECTION B-B)

Combination loading to section B-B

Combination	$\Sigma N$ kN	$\Sigma H_x$ kN	$\Sigma H_y$ kN	$\Sigma M_x$ kN.m	$\Sigma M_y$ kN.m
Strength I	16899.1	9052.8	0.0	2431.7	40244.3
Strength II	22187.7	13229.8	0.0	4255.4	56910.9
Strength III	22187.7	13229.8	0.0	4255.4	56910.9
Service	16690.2	8687.2	0.0	4255.4	38384.2
Extreme	19831.4	15074.9	407.0	3670.4	55676.8

The dimensions of calculated section.

- Effective Width of Section

$$b, b_w = 22800 \text{ mm}$$

- Total Depth of Section

$$h = 1800 \text{ mm}$$

## 1. Check Biaxial flexure

Used combination loading:

Strength II

- Axial loading used in calculation:  $N = 22188 \text{ (kN)}$ If the factored axial load is not less than  $0.1 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot A_g$ :

$$M_{ux}/M_{rx} + M_{uy}/M_{ry} \leq 1 \quad (1-a)$$

If the factored axial load is not less than  $0.1 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot A_g$ :

$$1/P_{rx} = 1/P_{rx} + 1/P_{ry} - 1/\phi \cdot P_o \quad (1-b)$$

- Check for condition  $0.1 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot A_g$ :

$$\phi = 0.75$$

 $f'_c$  Compression Strength of concrete at 28 days

$$= 30 \text{ (MPa)}$$

 $A_g$  Gross area of section

$$= 41.04 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$\text{Value: } 0.1 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot A_g = 92340 \text{ (kN)}$$

- Compared  $N = 22188 < 0.1 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot A_g = 92340$  Check follow formula (1-a)-  $M_{rx}$  x axial Flexure capacity (N.mm)-  $M_{ry}$  y axial Flexure capacity (N.mm)

$$\phi = \text{resistance factor for member in flexure} = 0.90$$

 $A_s$  Reinforcement area

$$\text{Longitudinal direction} = 136 - D28$$

$$\rightarrow A_s = 83742 \text{ mm}^2$$

$$\text{Longitudinal direction} = 136 - D16$$

$$\rightarrow A_s = 27344 \text{ mm}^2$$

$$\text{Horizontal direction} = 12 - D16$$

$$\rightarrow A_s = 2413 \text{ mm}^2$$

$$\text{Horizontal direction} = 12 - D16$$

$$\rightarrow A_s = 2413 \text{ mm}^2$$

 $d_c$  Effective Cover to Steel Centroid

$$d_c = 64.0 \text{ mm (Longitudinal)}$$

$$= 50.0 \text{ mm (Horizontal)}$$

 $d_s$  Depth from to Steel Centroid

$$\text{Longitudinal direction } d_s = 1736 \text{ mm}$$

$$\text{Horizontal direction } d_s = 22750 \text{ mm}$$

 $a = \eta \cdot \beta_1$  Depth of the equivalent stress block $\beta_1$  stress block factor

$$\beta_1 = 0.84$$

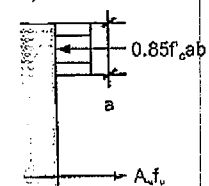
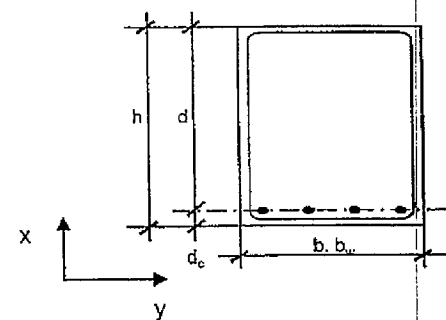
$$\text{Longitudinal direction } a = 58 \text{ mm}$$

$$\text{Horizontal direction } a = 21 \text{ mm}$$

Factored flexural resistance

$$\text{Longitudinal direction } M_{rx} = 36330 \text{ kNm}$$

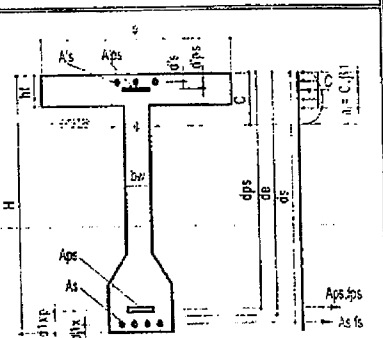
$$\text{Horizontal direction } M_{ry} = 32900 \text{ kNm}$$

-  $M_{ux}$  Factored flexural in direction of the x axial = 4255.4 kNm-  $M_{uy}$  Factored flexural in direction of the y axial = 56911 kNm

Da Nang Quang Ngai Expressway project		Item.	Eng.	Date.	Sign.
OP23C BRIDGE		Design			
DETAIL DESIGN		Check			
ABUTMENT A2R		Revise			

221CN272-08: AASHTO LRFD 2nd - 1998

### REINFORCEMENT CHECKING - HEAD AND STEM WALL

MATERIALS									
NORMAL CONCRETE									
f <sub>c</sub>	Compressive Strength of concrete at 28 days	Mpa	30						
E <sub>c</sub>	Modulus of Elasticity	Mpa	27691						
f <sub>r</sub>	Modulus of Rupture	Mpa	3.5						
γ <sub>c</sub>	Unit weight of concrete	kN/m <sup>3</sup>	24.5						
PRESTRESSING STEEL									
f <sub>pu</sub>	Tensile strength of prestressing steel	Mpa	1860						
f <sub>py</sub>	Yield strength of prestressing steel	Mpa	1670						
E <sub>p</sub>	Modulus of Elasticity	Mpa	195000						
REINFORCEMENT									
f <sub>y</sub>	Yield strength	Mpa	400						
E <sub>s</sub>	Modulus of Elasticity	Mpa	200000						
ρ <sub>nc</sub>	Ratio E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>		7						
Sign	Parameters	Unit	Sections						
			1-1	1-1	2-2	2-2	2-2	2-2	
INTERNAL FORCES AT SECTION									
Q <sub>u</sub>	Combination Shear	kN	1284	780	9053	13230	15075		
M <sub>u</sub>	Flexural Moment	kNm	1089	625	40244	56911	55677		
N <sub>u</sub>	Axial load	kN	1127	901	16899	22188	19831		
T <sub>u</sub>	Torsional Moment	kNm	0	0	0	0	0		
FLEXURAL MOMENT CHECKING									
H	Section height	m	0.500	0.500	1.800	1.800	1.800		
d <sub>s</sub>	Dis. From comp. fiber to centroid of comp. Reinf	m	0.058	0.058	0.058	0.058	0.058		
d <sub>1s</sub>	Dis. From tens. fiber to centroid of tension Reinf	m	0.058	0.058	0.059	0.059	0.059		
ds	Cover to reinf	m	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050		
ds	Dis. From comp. fiber to centroid of tension Reinf	m	0.442	0.442	1.741	1.741	1.741		
d <sub>ps</sub>	Dis. From comp. fiber to centroid of comp. prestressing steel	m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		
d <sub>1ps</sub>	Dis. From tens. fiber to centroid of tension prestressing steel	m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		
d <sub>ps</sub>	Dis. From comp. fiber to centroid of tension prestressing steel	m	0.500	0.500	1.800	1.800	1.800		
b	Width of the compression face of member	m	22.816	22.816	22.816	22.816	22.816		
hw	Web width or diameter of a circular section	m	22.816	22.816	22.816	22.816	22.816		
hf	Compression flange depth	m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		
I <sub>x</sub>	Moment of inertia of section	m <sup>4</sup>	0.238	0.238	11.089	11.089	11.089		
A <sub>mc</sub>	Section area	m <sup>2</sup>	11.408	11.408	41.069	41.069	41.069		
	Steel choice								
	Tension prestressing steel	P.S type	0	0	0	0	0		
A <sub>ps</sub>	Number	tendons	0	0	0	0	0		
	Area	m <sup>2</sup>	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000		
	Compression prestressing steel	P.S type	0 100.0	0 100.0	0 100.0	0 100.0	0 100.0		
A <sub>ps</sub>	Number	tendons	0	0	0	0	0		
	Area	m <sup>2</sup>	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000		
	Tension Reinforcement	Number	142	142	136	136	136		
A <sub>s</sub>	Diameter	mm	16	16	32	32	32		
	Area	m <sup>2</sup>	0.02868	0.02868	0.10894	0.10894	0.10894		
	Compression Reinforcement	Number	142	142	136	136	136		
A <sub>s</sub>	Diameter	mm	16	16	16	16	16		
	Area	m <sup>2</sup>	0.02868	0.02868	0.02747	0.02747	0.02747		
	Shear reinforcement	Number	57	57	36	36	36		
A <sub>v</sub>	Diameter	mm	14	14	14	14	14		
	Area	m <sup>2</sup>	0.00550	0.00550	0.00544	0.00544	0.00544		
	Resistance factors for flexure	φ <sub>f</sub>	0.90	1.00	1.00	0.90	1.00		
	Resistance factors for shear	φ <sub>v</sub>	0.90	1.00	1.00	0.90	1.00		
	Resistance factors for axial force	φ <sub>a</sub>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		
	Stress block factor	β <sub>1</sub>	0.85	0.75	0.85	0.85	0.85		
	Dis. Between centroid and top fiber	z	0.40	0.40	0.47	0.47	0.47		
	For Tension behavior	z	0.40	0.40	0.47	0.47	0.47		
	For rectangular section behavior	z	0.40	0.40	0.47	0.47	0.47		
	Effective stress ratio prestressing steel at release	η	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10		
	Effective stress ratio steel at full service load	η	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85		
	Factor for composite action (1 for PS, 0.5 for other materials)	λ	1.0	1.0	0.5	0.5	0.5		

Da Nang Quang Ngai Expressway project			Item.	Eng.	Date.	Sign.
OP23C BRIDGE			Design			
DETAIL DESIGN			Check			
ABUTMENT A2R			Revise			

2210 N272-05: AASHTO LRFD 2nd - 1998

REINFORCEMENT CHECKING - HEAD AND STEM WALL							
a	Depth of equivalent stress block	m	0.090	0.090	0.056	0.056	0.056
de	Corresp. effective depth from extreme comp. fiber to centroid of tensile force in the tensile reinf.	m	0.442	0.442	1.741	1.741	1.741
Mn	Nominal resistance	kNm	4406	4406	74313	74313	74313
Mr	Factored resistance	kNm	3965	4406	74313	66882	74313
Mu	Flexural moment	kNm	1089	625	40244	56911	55677
(5.7.3.2)	Flexural moment Checking		OK	OK	OK	OK	OK
Limits for reinforcement							
code	Maximum reinforcement		0.00	0.00	0.04	0.04	0.04
	Maximum reinforcement Checking	$\leq 0.42$	OK	OK	OK	OK	OK
1.2*Mer	Cracking moment	kNm	1968	1968	26495	26495	26495
(5.7.3.3.2)	Checking $M_r \geq \min(1.2M_{cr}, 1.33M_u)$		OK	OK	OK	OK	OK
(5.7.3.4)	Control of cracking by distr. of reinf. for RC member- Check?		No	Yes	Yes	No	No
	Existing condition for structure	1,2 or 3	1	1	1	1	1
de	Concr. thickness fro. Tens. fiber to tens. reinf. nearest	m	0.058	0.058	0.059	0.059	0.059
Z	Crack width parameter	N/mm	30000	30000	30000	30000	30000
A	Area of concr. with same centroid as tens. Reinf	m <sup>2</sup>	0.019	0.019	0.020	0.020	0.020
f <sub>sa</sub>	Value	Mpa	292	292	285	285	285
0.6*f <sub>y</sub>		Mpa	240	240	240	240	240
	Tensile stress in reinf. $\text{Min}(f_{sa}, 0.6f_y)$	Mpa	240	240	240	240	240
x	Dist. From compression fiber to centroid	m	-	0.08	0.309	-	-
J.d	Arm	m	-	0.415	1.638	-	-
I <sub>cr</sub>	Moment of inertia of the cracked section	m <sup>4</sup>	-	0.03	1.799	-	-
f <sub>s</sub>	Tensile stress in reinforcement $f_s = M_{sls} / (A_s * J.d)$	Mpa	-	52	226	-	-
	Checking for control cracking $f_s \leq f_{sa}$		Na	OK	OK	Na	Na
(5.10.8.2)	Shrinkage and temperature Reinforcement (side distribution)						
Area <sub>req</sub>	Area of required reinf	m <sup>2</sup>	0.00046	0.00046	0.00127	0.00127	0.00127
	Distribution on sides 7 D16	m <sup>2</sup>	0.00141	0.00141	0.00141	0.00141	0.00141
	Required Spacing not larger than	m	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
	Checking		OK	OK	OK	OK	OK

SHEAR AND TORSION CHECKING							
$\beta$	Factor indicating diag. cracked concr. to tension	degree	2.5	3.3	2.2	2.0	2.0
$\theta$	Angle of inclination of diagonal compressive	degree	29.47	28.59	35.75	39.80	40.43
$\alpha$	Angle of inclination of transv. reinf. to long. Axis	degree	90	90	90	90	90
b <sub>v</sub>	Effective web width as minimum web width - in dv	m	22.816	22.816	22.816	22.816	22.816
d <sub>v</sub>	Effective shear depth	m	0.442	0.442	1.713	1.713	1.713
	( $d_v = a/2$ )	m	0.442	0.442	1.713	1.713	1.713
s	Spacing of stirrups	m	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600
neat	Amount of bars in spacing S	bars	37	37	36	36	36
A <sub>v</sub>	Shear reinf. area in spacing S	m <sup>2</sup>	0.0056	0.0056	0.0054	0.0054	0.0054
$\theta$	Assume	degree	29.47	28.59	35.75	39.80	40.43
v	Shear stress in concrete	kN/m <sup>2</sup>	141	77	232	376	386
(f <sub>po</sub> )	Parameter taken as modulus of elasticity of prestressing tendons	Mpa	1116	1116	1116	1116	1116
e	Strain in tensile reinforcement		5.30E-04	2.93E-04	9.79E-04	1.38E-03	1.44E-03
	if $\epsilon \leq 0$ , multiple with reduce factor		-	-	-	-	-
	Strain checking	$\leq 2.00E-3$	OK	OK	OK	OK	OK
v/f <sub>c</sub>	Ratio of shear stress and f <sub>c</sub>		0.005	0.003	0.008	0.013	0.013
$\beta$	Final value		2.5	3.3	2.2	2.0	2.0
$\theta$	Final value	degree	29.47	28.59	35.75	39.80	40.43
V <sub>c</sub>	Nominal shear resistance provided by tensile stresses in the concrete	kN	11432	15234	39830	35840	35217
V <sub>s</sub>	Shear resistance provided by shear reinforcement	kN	2913	3021	8024	7451	7287
V <sub>p</sub>	Component in the direction of the applied shear of the effective P.S	kN	0	0	0	0	0
V <sub>n1</sub>	$V_{n1} = V_c + V_s + V_p$	kN	14345	18255	47854	43291	42504
V <sub>n2</sub>	$V_{n2}$	kN	75035	75035	293128	293128	293128
V <sub>n</sub>	Nominal shear resistance $V_n = \min(V_{n1}, V_{n2})$	kN	14345	18255	47854	43291	42504
V <sub>r</sub>	Factored shear resistance	kN	12910	18255	48454	38962	42504
$\phi$	Strength		12.7%	0	0.53	13.7%	13.7%
S <sub>check</sub>	Shear checking		OK	OK	OK	OK	OK
	Region requiring transverse reinf. Checking		No. reqd	No. reqd	No. reqd	No. reqd	No. reqd
	Minimum transverse reinf. reqd		0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Minimum transverse reinf. reqd. Checking		OK	OK	OK	OK	OK
	Minimum spacing S <sub>min</sub>		0.5	0.5	0.5	0.5	0.5









***Appendix 2.8 : Minutes of Meeting (Thang Binh District)***



Thang Binh, April 5, 2012

**MINUTES OF MEETING**  
**DA NANG – QUANG NGAI EXPRESSWAY DEVELOPMENT PROJECT**  
**Stage: Detailed design**  
**Thang Binh District (Km38+650 – Km52+350)**

**TIME AND PLACE:**

1. **Time:** 08h30 – 11h30, 5 April 2012;
2. **Place:** Meeting room – Thang Binh District People's Committee;
3. **Meeting Chairman:** Ms. Le Thi Thanh Mai– Vice Chairperson of Thang Binh DPC.

**PARTICIPANTS:**

**1. Representative of Project Owner – PMU 85**

- 1.1. Mr. Nguyen Khac Son – Deputy Project Manager;

**2. Representatives of Thang Binh District**

- 2.1. Ms. Le Thi Thanh Mai– Vice Chairman of Thang Binh DPC;
- 2.2. Mr. Do Vo Ban – Head of Economy – Infrastructure Division;
- 2.3. Mr. Nguyen Van Huy – Head of Finance and Planning Division;
- 2.4. Mr. Vo Van Tuong – Head of Natural Resources and Environment Division;
- 2.5. Mr. Pham Phu Hai – Director of Thang Binh irrigation branch;
- 2.6. Mr. Nguyen Quang – Specialist of Agriculture and Rural Development Division;
- 2.7. Mr. Phan Van Sau – Chairman of Binh Quy CPC;
- 2.8. Mr. Nguyen Duc Quang –Land Survey Officer of Binh Quy Commune;
- 2.9. Mr. Huynh Van Hoang – Chairman of Binh Chanh CPC;
- 2.10. Mr. Nguyen Van Nien – Land Survey Officer of Binh Chanh Commune;
- 2.11. Mr. Le Thanh Hai– Chairman of Binh Que CPC;
- 2.12. Mr. Phan Duy Nhut – Land Survey Office of Binh Que Commune
- 2.13. Mr. Ngo Huong – Chaiman of Binh An CPC;
- 2.14. Mr. Nguyen Thanh Hung – Land Survey Officer of Binh An Commune;

### **3. Representatives of Design Consultant**

- 3.1. Mr. Takayasu Nagai – Deputy Project Manager /Road Design Team Leader;
- 3.2. Mr. Doan Van Thang – Co-Project Manager /Highway Engineer;

### **DISCUSSION CONTENTS:**

#### **1. Alignment of the Expressway**

- Alignment of the Expressway passing Thang Binh District follows basically the alignment approved by MOT in Decision No. 2656/QD-BGTVT dated 10 September 2010 and Document No. 1619/BGTVT-CQLXD dated 9 March 2012. The total length of expressway section passing Thang Binh District is 12.70 km.

- Crossing structures: Basically, appropriate cross structures (i.e. underpass, overpass or flyover) shall be provided with consideration of local planning at positions where the Expressway crosses local roads. Some locations shall be provided with frontage road.

- Drainage structures: including bridges, irrigation/drainage culverts relocation canals located along the expressway, side ditches, etc. Dimension of structures is designed in accordance with hydrological calculation results and existing conditions of local irrigation system;

The design results of the structures are presented from appendixes 1-5.

### **CONCLUSION**

In the meeting, the followings are discussed and agreed among the parties:

- Basically, it is agreed with the design of the Consultant regarding location and dimension of structures presented from appendixes 1-5;

- During construction, the Owner is requested to direct involved agencies to provide temporary instatement methods and to agree with the local authority to ensure the continuity of local drainage/irrigation structures.

### **RECOMMENDATIONS OF THE LOCAL AUTHORITY**

- For Binh Quy section:

+ It is to study additional canal in the west of expressway connecting with the bridges and culverts in order to increase the capacity of flood sewage in the rainy season;

+ It is considered the additional frontages in both side of the expressway from Km40+020 to Km40+380, the dimension of local frontage is followed the dimension of rural roads;

- For Binh Que section: It is to study additional C-typed underpass for the section of Km48+393-Km49+040;

- For Binh An section: It is to design the reinstatement of D25cm plastic pipe canal for the locality. The Consultant is requested to cooperate with Binh An commune, Binh Que commune and District Division of Agriculture and Rural Development during design and construction of pipeline;

- For irrigation system: It is basically agreed with the proposals of the Consultant. However, the Consultant is requested to coordinate with Quang Nam Irrigation Works Exploitation Single Member Limited Company and District Division of Agriculture and Rural Development on detail design.

The minutes is set into 10 copies with equal legal value. Each involved party keeps 1 copy.

<b>Representative of PMU85</b> <b>(signed &amp; sealed)</b>  Mr. Nguyen Khac Son	<b>Representative of Thang Binh DPC</b> <b>(signed &amp; sealed)</b>  Ms. Le Thi Thanh Mai
<b>Representative of Binh Quy CPC</b> <b>(signed)</b>  Mr. Phan Van Sau	<b>Representative of Binh Chanh CPC</b> <b>(signed)</b>  Mr. Huynh Van Hoang
<b>Representative of Binh Que CPC</b> <b>(signed)</b>  Mr. Le Thanh Hai	<b>Representative of Binh An CPC</b> <b>(signed)</b>  Mr. Ngo Huong
<b>Representative of Consultant</b> <b>(signed)</b>  Mr. Takayasu Nagai	

### Appendix 1 : List of Cross Structure of roadway

No.	Station	Commune	Existing Width (m)	Assumed Class.	Type of Cross Structure	Dimensions (m)	Remarks
1	Km39+864.00	Binh Quý	2.3	C	Underpass	BxH=3.0x3.0	Internal hamlet 5
2	Km41+110.50		2-5	A	Combination with bridge	L =29	OP/FO with cancal N22
3	Km41+234.00		7	III <sub>MN</sub>	OP/FO	LxH=15x4.75	QL14E
4	Km42+189.00			C	Combination with bridge	L =24	OP/FO with canal N20
5	Km42+400.00		2	B	Underpass	BxH=4.0x3.0	
6	Km42+723.50		3.5	IV	OP/FO	LxH =35x4.5	DR08
7	Km43+312.00		2.5	C	Underpass	BxH=3.0x3.0	
8	Km43+656.00			B	Combination with bridge	L =24	OP/FO with canal N18
9	Km44+175.00		2	C	Underpass	BxH=3.0x3.0	
10	Km44+740.00		2	C	Underpass	BxH=4.0x3.5	combination with irrigation canal
11	Km45+260.00		4	B	Underpass	BxH=4.0x3.0	
12	Km45+540.00	Binh Chánh		A	Combination with bridge	L =24	OP/FO with canal N16
13	Km46+174.00			IV	OP/FO	LxH =12x4.5	DR10
14	Km46+440.00		3	C	Underpass	BxH=4.0x3.5	combination with irrigation canal
15	Km47+135.50			IV	OP/FO	LxH =12x4.5	DR06
16	Km47+586.00		2	B	Underpass	BxH=4.0x3.0	
17	Km48+393.5	Binh Quế		V	Combination with bridge	L =24	DR13 + canal TL
18	Km49+040.00		2	A	Underpass	BxH=5.0x3.5	
19	Km49+398.50		2	A	Underpass	BxH=5.0x3.5	
20	Km50+413.00	Binh An	4	A	Underpass	BxH=5.0x3.5	
21	Km50+718.00		3	B	Underpass	BxH=4.0x3.0	
22	Km51+121.00	Binh Quế	2	B	Underpass	BxH=4.0x3.0	
23	Km51+271.00		3.5	IV	OP/FO	LxH =12x4.5	DR04
24	Km51+577.00		3.5	C	Underpass	BxH=4.0x3.5	combination with irrigation canal
25	Km52+066.00	Binh An	3	A	Underpass	BxH=5.0x3.5	

**Appendix-2      List of Culverts (Drainage)**

No.	Station	Commune	Type	Dimension (m)	Remarks
1	Km40+600.00	Bình Quý	Pipe culvert	D1.5	
2	Km40+714.00		Pipe culvert	D1.5	
3	Km40+900.00		Pipe culvert	D1.5	
4	Km41+110.00		Pipe culvert	D1.5	
5	Km43+916.00		Pipe culvert	D1.5	
6	Km44+224.00		Pipe culvert	D1.5	
7	Km45+005.00		Pipe culvert	D1.5	
8	Km45+746.00	Bình Chánh	Box culvert	2.0x2.0	
9	Km46+832.00		Box culvert	2.0x2.0	
10	Km46+872.00		Box culvert	2.0x2.0	
11	Km47+685.00		Pipe culvert	D1.5	
12	Km48+145.00		Pipe culvert	D1.5	
13	Km48+417.00	Bình Quế	Pipe culvert	D1.5	
14	Km48+767.00		Box culvert	3.0x2.0	
15	Km49+035.00		Pipe culvert	D1.5	
16	Km49+490.00		Box culvert	2.0x2.0	
17	Km49+700.00	Bình An	Pipe culvert	D1.5	
18	Km50+342.00		Pipe culvert	D1.5	
19	Km50+483.00		Pipe culvert	D1.5	
20	Km50+780.00		Pipe culvert	D1.5	
21	Km51+134.00	Bình Quế	Box culvert	2.0x2.0	
22	Km51+330.00		Box culvert	2x(2.5x2.5)	
23	Km52+030.00	Bình An	Pipe culvert	D1.5	
<b>Total</b>			<b>Pipe culvert</b>	<b>16</b>	<b>Location</b>
			<b>Box culvert</b>	<b>7</b>	<b>Location</b>

### Appendix-3 List of Frontage Road

No.	Commune	Station (left side)		Length	Station (right side)		Length
		From	To	(m)	From	To	(m)
1	Bình Quý	Km39+817.00	Km40+095.00	278.00	Km41+211.00	Km41+536.00	325.00
2		Km41+484.00	Km41+700.00	216.00			
3		Km42+480.50	Km42+941.50	461.00	Km42+685.00	Km42+767.00	82.00
4		Km43+111.00	Km43+321.00	210.00	Km43+140.00	Km43+642.00	502.00
5		Km43+510.00	Km43+650.00	140.00	Km43+661.50	Km44+167.50	506.00
6		Km43+860.00	Km44+176.00	316.00	Km44+739.50	Km44+784.00	44.50
7		Km44+930.00	Km45+287.00	357.00	Km45+080.00	Km45+287.00	207.00
	Total length			3644.50			
8	Bình Chánh	Km46+077.50	Km46+238.50	161.00	Km46+170.00	Km46+290.00	120.00
9		Km46+397.50	Km46+695.00	297.50	Km46+395.00	Km46+647.00	252.00
10		Km46+967.00	Km47+140.00	173.00	Km46+866.00	Km47+208.00	342.00
11		Km47+460.00	Km47+728.00	268.00	Km47+498.00	Km47+604.00	106.00
12					Km48+269.00	Km48+382.50	113.50
13				Km48+385.00	Km48+416.00	31.00	
	Total length			1864.00			
14	Bình Quế	Km48+545.00	Km48+844.00	299.00	Km48+416.00	Km48+455.00	39.00
15					Km48+580.00	Km48+773.00	193.00
16		Km49+313.00	Km49+400.00	87.00	Km49+028.00	Km49+174.00	146.00
	Total length			764.00			
17	Bình An	Km50+347.50	Km50+417.00	69.50	Km50+716.50	Km50+818.00	101.50
18		Km50+704.00	Km50+819.50	115.50		.	0.00
	Total length			286.50			
19	Bình Quế	Km51+052.00	Km51+123.50	71.50	Km51+530.00	Km51+641.00	111.00
	Total length			182.50			
20	Bình An	Km52+018.00	Km52+080.00	62.00			
	Total length			62.00			
Total							6803.50 m



**Consulting Services for  
Detailed Design for Danang - Quang Ngai Expressway Development Project  
IDA Credit No. 3843-VN**

**Appendix-4 List of Relocation Canal**

No.	Commune	Station		Side	Length	Width	Remarks
		From	To		(m)	(m)	
1	Bình Quý	Km40+585.00	Km40+600.00	Right	15		Concrete
2		Km40+600.00	Km40+636.00	Left	36		Concrete
3		Km42+460.50	Km42+560.00	Right	99.5	6	Soil
4		Km44+738.00	Km44+784.00	Right	46	2	Soil
5	Bình Chánh	Km45+897.00	Km45+935.00	Right	38	2	Soil
6		Km46+791.50	Km46+833.50	Right	42	2	Soil
7		Km47+979.50	Km48+068.00	Right	88.5	2	Soil
8	Bình Quế	Km48+570.00	Km48+768.50	Left	198.5	2.5	Soil
9		Km50+780.00	Km50+819.50	Right	39.5	1	Soil
10		Km50+780.00	Km50+818.00	Left	38	1	Soil
11		Km51+057.00	Km51+146.00	Left	89	2	Soil
Total length					730.00m		

**Consulting Services for  
Detailed Design for Danang - Quang Ngai Expressway Development Project  
IDA Credit No. 3843-VN**

**Appendix-5 List of Bridges**

No	Commune	Bridge code	Station	Length (m)	Span layout
1	Bình Quý	LRB08	KM039+645	165	
2		CB09	KM040+111	57.9	1@40
3		OP10	KM041+234	37.8	1@22
4		CB10	KM042+189	43.6	1@27
5	Bình Chánh	ORB10	KM042+463	30.8	1@14
6		OP11	KM042+723	52.2	1@40
7		CB11	KM043+656	46	1@30
8		ORB11	KM044+435	88.4	3@27
9		ORB12	KM045+434	92.4	3@27
10		CB12	KM045+584	82.55	2@33
11		ORB13	KM045+889	96.2	3@27
12		LRB09	KM047+920	164.3	5@30
13		CB13	KM048+393	37.8	1@22
14	Bình Quế	OP12	KM048+834	29.6	1@14
15		OP13	KM049+037	32.8	1@17
16		OP14	KM051+268	38.1	1@24

Thăng Bình, ngày 5 tháng 4 năm 2012

**BIÊN BẢN THỎA THUẬN**  
**DỰ ÁN ĐƯỜNG CAO TỐC ĐÀ NẴNG - QUẢNG NGÃI**  
**Giai đoạn: Thiết kế kỹ thuật**  
**Đoạn qua huyện Thăng Bình (Km38+650 – Km52+350)**

**THỜI GIAN, ĐỊA ĐIỂM:**

1. Thời gian họp: 8h30 – 11h30, ngày 5/4/2012;
2. Địa điểm họp: Phòng họp – UBND huyện Thăng Bình;
3. Chủ trì cuộc họp: Bà Lê Thị Thanh Mai – Phó Chủ tịch huyện.

**THÀNH PHẦN THAM DỰ:**

**1. Đại diện Chủ đầu tư – Ban QLDA 85**

- 1.1. Ông: Nguyễn Khắc Sơn – Phó Giám đốc Ban điều hành;

**2. Đại diện UBND huyện Thăng Bình**

- |                              |   |
|------------------------------|---|
| 2.1. Bà: Lê Thị Thanh Mai    | – Phó Chủ tịch UBND huyện;                |
| 2.2. Ông: Đỗ Võ Bán          | – Trưởng Phòng Kinh tế - Hạ Tầng;         |
| 2.3. Ông: Nguyễn Văn Húy     | – Trưởng Phòng TC - KH;                   |
| 2.4. Ông: Võ Văn Tường       | – Trưởng Phòng tài nguyên và môi trường;  |
| 2.5. Ông: Phạm Phú Hải       | – Giám đốc chi nhánh thủy lợi Thăng Bình; |
| 2.6. Ông: Nguyễn Quang       | – Chuyên viên Phòng NN&PTNT;              |
| 2.7. Ông: Phan Văn Sau       | – Chủ tịch UBND xã Bình Quý;              |
| 2.8. Ông: Nguyễn Đức Quang   | – Cán bộ địa chính xã Bình Quý;           |
| 2.9. Ông: Huỳnh Văn Hoàng    | – Chủ tịch UBND xã Bình Chánh;            |
| 2.10. Ông: Nguyễn Văn Nhiên  | – Cán bộ địa chính xã Bình Chánh;         |
| 2.11. Ông: Lê Thanh Hải      | – Chủ tịch UBND xã Bình Quế;              |
| 2.12. Ông: Phan Duy Nhựt     | – Cán bộ địa chính xã Bình Quế;           |
| 2.13. Ông: Ngô Hường         | – Chủ tịch UBND xã Bình An;               |
| 2.14. Ông: Nguyễn Thành Hưng | – Cán bộ địa chính xã Bình An;            |

**3. Đại diện Tư vấn thiết kế**

- 3.1. Ông: Takayasu Nagai – Phó Giám đốc dự án/Trưởng nhóm thiết kế đường;
- 3.2. Ông: Đoàn Văn Thắng – Đồng Giám đốc dự án/Kỹ sư đường cao tốc;

### **NỘI DUNG THẢO LUẬN:**

- Hướng tuyến đường cao tốc trong phạm vi huyện Thăng Bình tuân theo hướng tuyến đã được Bộ GTVT phê duyệt tại Quyết định số 2656/QĐ-BGTVT ngày 10/9/2010 và văn bản số 1619/BGTVT-CQLXD ngày 9/3/1012. Tổng chiều dài đoạn tuyến qua địa phận huyện Thăng Bình khoảng 12.70km;
- Các công trình dân sinh: về cơ bản các vị trí đường cao tốc cắt đường hiện tại sẽ bố trí các công trình công chui (hoặc cầu vượt). Một số vị trí không bố trí công chui (hoặc cầu vượt) sẽ thiết kế đường gom hai bên đường cao tốc để thu gom về các vị trí chui/vượt phù hợp;
- Các công trình thoát nước: gồm cầu, cống tưới/tiêu, hệ thống mương cải dọc theo đường cao tốc, các tuyến rãnh dọc... Kích thước các công trình được thiết kế theo kết quả tính toán thủy văn và các điều kiện hiện trạng của hệ thống thủy lợi địa phương;  
Kết quả thiết kế các công trình trong phạm vi huyện Thăng Bình được thống kê theo các phụ lục từ 1 – 5 (kèm theo biên bản);

### **KẾT QUẢ THỐNG NHẤT:**

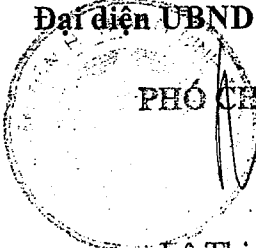


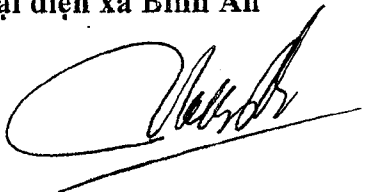
Sau khi các thành viên dự họp thảo luận nội dung liên quan, Hội nghị đi đến thống nhất một số nội dung như sau:

- Cơ bản thống nhất với những đề xuất của Tư vấn thiết kế về vị trí, khẩu độ các công trình theo các phụ lục từ 1 – 5 (kèm theo biên bản);
- Trong quá trình thi công đề nghị Chủ đầu tư chỉ đạo các đơn vị liên quan đưa ra các biện pháp hoàn trả tạm thời và thống nhất với địa phương để đảm bảo các công trình phục vụ tưới tiêu của địa phương không bị gián đoạn;

### **ĐỀ XUẤT CỦA ĐỊA PHƯƠNG:**

- Trong phạm vi xã Bình Quý:
  - + Nghiên cứu bổ sung mương phía Tây dọc đường cao tốc nối về các cầu, cống để tăng khả năng thoát lũ về mùa mưa;
  - + Xem xét bổ sung đường gom 2 bên từ Km40+020 – Km40+380, quy mô của đường gom dân sinh theo quy mô đường giao thông nông thôn;
- Xã Bình Quế: Nghiên cứu bổ sung cống chui loại C đoạn từ Km48+393 – Km49+040;
- Xã Bình An: Đoạn khoảng Km51+120-51+280 thiết kế hoàn trả tuyến kênh ống nhựa tưới D25cm cho địa phương. Đề nghị phối hợp với xã Bình An, Bình Quế và phòng Nông Nghiệp phát triển nông thôn trong quá trình thiết kế, thi công tuyến ống;
- Hệ thống kênh thủy lợi: cơ bản thống nhất với đề xuất của Tư vấn. Tuy nhiên, đề nghị Đơn vị Tư vấn phối hợp với Công ty TNHH một thành viên khai thác thủy lợi Quảng Nam và Phòng Nông nghiệp phát triển nông thôn Huyện trong quá trình thiết kế chi tiết;

Biên bản được lập thành 10 bản có giá trị pháp lý như nhau. Mỗi bên liên quan giữ 01 bản.

<p><b>Đại diện Ban QLDA 85</b></p>  <p>Nguyễn Khắc Sơn</p>	<p><b>Đại diện UBND huyện Thăng Bình</b></p>  <p><b>PHÓ CHỦ TỊCH</b></p>  <p>Lê Thị Thanh Mai</p>
<p><b>Đại diện xã Bình Quý</b></p>  <p>Phan Văn Sạp</p>	<p><b>Đại diện xã Bình Chánh</b></p>  <p>Huỳnh Văn Hoàng</p>
<p><b>Đại diện xã Bình Quế</b></p>  <p>Lê Thanh Hải</p>	<p><b>Đại diện xã Bình An</b></p>  <p>Ngô Hương</p>
<p><b>Đại diện Tư vấn thiết kế</b> </p>  <p>Takayasu Nagai</p>	

**Phụ lục 1 Danh sách các kết cấu ngang đường**

STT	Lý trình	Xã	Bề rộng hiện tại (m)	Phân cấp đường địa xuất	Loại kết cấu ngang	Kích thước (m)	Ghi chú
1	Km39+864.00	Bình Quý	2.3	C	Cống chui	BxH=3.0x3.0	Đường nội bộ thôn 4
2	Km41+110.50		2-5	A	K/h cầu	L =29	Cầu vượt kênh chính Bắc Phú Ninh
3	Km41+234.00		7	III <sub>MN</sub>	Cầu vượt	LxH=15x4.75	QL14E
4	Km42+189.00			C	K/h cầu	L =24	Cầu vượt kênh N20
5	Km42+400.00		2	B	Cống chui	BxH=4.0x3.0	
6	Km42+723.50		3.5	IV	Cầu vượt	LxH =35x4.5	ĐH08
7	Km43+312.00		2.5	C	Cống chui	BxH=3.0x3.0	Đường nội bộ thôn 3
8	Km43+656.00			B	K/h cầu	L =24	Cầu vượt kênh N18
9	Km44+175.00		2	C	Cống chui	BxH=3.0x3.0	
10	Km44+740.00		2	C	Cống chui	BxH=4.0x3.5	Kết hợp mương tưới
11	Km45+260.00		4	B	Cống chui	BxH=4.0x3.0	
12	Km45+540.00	Bình Chánh		A	K/h cầu	L =24	Cầu vượt kênh N10
13	Km46+174.00			IV	Cầu vượt	LxH =12x4.5	ĐH10
14	Km46+440.00		3	C	Cống chui	BxH=4.0x3.5	Kết hợp mương tưới
15	Km47+135.50			IV	Cầu vượt	LxH =12x4.5	ĐH06
16	Km47+586.00		2	B	Cống chui	BxH=4.0x3.0	
17	Km48+393.5			V	K/h cầu	L =24	ĐH13 + kênh N14
18	Km49+040.00	Bình Quế	2	A	Cống chui	BxH=5.0x3.5	
19	Km49+398.50		2	A	Cống chui	BxH=5.0x3.5	
20	Km50+413.00	Bình An	4	A	Cống chui	BxH=5.0x3.5	
21	Km50+718.00		3	B	Cống chui	BxH=4.0x3.0	
22	Km51+121.00	Bình Quế	2	B	Cống chui	BxH=4.0x3.0	
23	Km51+271.00		3.5	IV	Cầu vượt	LxH =12x4.5	ĐH04
24	Km51+577.00		3.5	C	Cống chui	BxH=4.0x3.5	Kết hợp mương tưới
25	Km52+018.00	Bình An	3	A	Cống chui	BxH=5.0x3.5	

**Phụ lục 2      Danh sách cống thoát nước**

STT	Lý trình	Xã	Loại cống	Kích thước (cm)	Ghi chú
1	Km40+600.00	Bình Quý	Cống tròn	D1.5	
2	Km40+714.00		Cống tròn	D1.5	
3	Km40+900.00		Cống tròn	D1.5	
4	Km41+110.00		Cống tròn	D1.5	
5	Km43+916.00		Cống tròn	D1.5	
6	Km44+224.00		Cống tròn	D1.5	
7	Km45+005.00		Cống tròn	D1.5	
8	Km45+746.00	Bình Chánh	Cống hộp	2.0x2.0	
9	Km46+832.00		Cống hộp	2.0x2.0	
10	Km46+872.00		Cống hộp	2.0x2.0	
11	Km47+685.00		Cống tròn	D1.5	
12	Km48+145.00		Cống tròn	D1.5	
13	Km48+417.00	Bình Quế	Cống tròn	D1.5	
14	Km48+767.00		Cống hộp	3.0x2.0	
15	Km49+035.00		Cống tròn	D1.5	
16	Km49+490.00		Cống hộp	2.0x2.0	
17	Km49+700.00	Bình An	Cống tròn	D1.5	
18	Km50+342.00		Cống tròn	D1.5	
19	Km50+483.00		Cống tròn	D1.5	
20	Km50+780.00		Cống tròn	D1.5	
21	Km51+134.00	Bình Quế	Cống hộp	2.0x2.0	
22	Km51+330.00		Cống hộp	2x(2.5x2.5)	
23	Km52+030.00	Bình An	Cống tròn	D1.5	
<b>Tổng cộng</b>			<b>Tròn</b>	<b>16</b>	<b>Vị trí</b>
			<b>Hộp</b>	<b>7</b>	<b>Vị trí</b>

(Ghi chú: Vị trí và khẩu độ các cống tiêu nước có thể thay đổi theo kết quả tính toán thủy văn)

**Phụ lục 3      Danh sách đường gom**

Stt	Xã	Lý do bắt đầu (km)		Chiều dài (m)	Lý do kết thúc (km)		Chiều dài (m)
		Từ	Đến		Từ	Đến	
1	Bình Quý	Km39+817.00	Km40+095.00	278.00	Km41+211.00	Km41+536.00	325.00
2		Km41+484.00	Km41+700.00	216.00			
3		Km42+480.50	Km42+941.50	461.00	Km42+685.00	Km42+767.00	82.00
4		Km43+111.00	Km43+321.00	210.00	Km43+140.00	Km43+642.00	502.00
5		Km43+510.00	Km43+650.00	140.00	Km43+661.50	Km44+167.50	506.00
6		Km43+860.00	Km44+176.00	316.00	Km44+739.50	Km44+784.00	44.50
7		Km44+930.00	Km45+287.00	357.00	Km45+080.00	Km45+287.00	207.00
	<b>Tổng chiều dài</b>			<b>3644.50</b>			
8	Bình Chánh	Km46+077.50	Km46+238.50	161.00	Km46+170.00	Km46+290.00	120.00
9		Km46+397.50	Km46+695.00	297.50	Km46+395.00	Km46+647.00	252.00
10		Km46+967.00	Km47+140.00	173.00	Km46+866.00	Km47+208.00	342.00
11		Km47+460.00	Km47+728.00	268.00	Km47+498.00	Km47+604.00	106.00
12					Km48+269.00	Km48+382.50	113.50
13					Km48+385.00	Km48+416.00	31.00
	<b>Tổng chiều dài</b>			<b>1864.00</b>			
14	Bình Quế	Km48+545.00	Km48+844.00	299.00	Km48+416.00	Km48+455.00	39.00
15					Km48+580.00	Km48+773.00	193.00
16		Km49+313.00	Km49+400.00	87.00	Km49+028.00	Km49+174.00	146.00
	<b>Tổng chiều dài</b>			<b>764.00</b>			
17	Bình An	Km50+347.50	Km50+417.00	69.50	Km50+716.50	Km50+818.00	101.50
18		Km50+704.00	Km50+819.50	115.50			0.00
	<b>Tổng chiều dài</b>			<b>286.50</b>			
19	Bình Quế	Km51+052.00	Km51+123.50	71.50	Km51+530.00	Km51+641.00	111.00
	<b>Tổng chiều dài</b>			<b>182.50</b>			
20	Bình An	Km52+018.00	Km52+080.00	62.00			
	<b>Tổng chiều dài</b>			<b>62.00</b>			



**Phụ lục 4      Danh sách cải lương**

Phụ lục 4

Danh sách các đường

STT	Xã	Lý trình		Đan	Chiều dài	Rộng	Ghi chú
		Trái	Phải		(m)	(m)	
1	Bình Quý	Km40+585.00	Km40+600.00	Phải	15		Bê tông
2		Km40+600.00	Km40+636.00	Trái	36		Bê tông
3		Km42+460.50	Km42+560.00	Phải	99.5	6	Đất
4		Km44+738.00	Km44+784.00	Phải	46	2	Đất
5	Bình Chánh	Km45+897.00	Km45+935.00	Phải	38	2	Đất
6		Km46+791.50	Km46+833.50	Phải	42	2	Đất
7		Km47+979.50	Km48+068.00	Phải	88.5	2	Đất
8	Bình Quế	Km48+570.00	Km48+768.50	Trái	198.5	2.5	Đất
9		Km50+780.00	Km50+819.50	Phải	39.5	1	Đất
10		Km50+780.00	Km50+818.00	Trái	38	1	Đất
11		Km51+057.00	Km51+146.00	Trái	89	2	Đất
Tổng					730.00m		

**Phụ lục 5      Danh mục công trình cầu**

STT	Xã	Mã mố	Lý trình	Chiều dài	Số dầm
1	Bình Quý	LRB08	KM039+645	165	
2		CB09	KM040+111	57.9	1@40
3		OP10	KM041+234	37.8	1@22
4		CB10	KM042+189	43.6	1@27
5	Bình Chánh	ORB10	KM042+463	30.8	1@14
6		OP11	KM042+723	52.2	1@40
7		CB11	KM043+656	46	1@30
8		ORB11	KM044+435	88.4	3@27
9		ORB12	KM045+434	92.4	3@27
10		CB12	KM045+584	82.55	2@33
11		ORB13	KM045+889	96.2	3@27
12		LRB09	KM047+920	164.3	5@30
13		CB13	KM048+393	37.8	1@22
14		OP14	KM051+268	38.1	1@24

(Ghi chú: Chiều dài cầu tính đến đuôi mố)





***Appendix 2.9 : Appraisal Consultant's Comments (Draft D/D of PKG6)***



06-M-01-a: QdA (Design)

MOT  
VEC

SOCIALIST REPUBLIC OF VIETNAM  
Independence – Freedom – Happiness

No.: 916/VEC-KTCNMT-

Ha Noi, 26 March, 2013

Subject: Explanation, modification and  
finalization of D/D Report for PKGs A5 and 6  
- DQEP

BRIDGE DESIGN 2

Attn: PMU85

VEC received Letter No. DQEP-IPRMS-2013-3 dated 25/03/2013 by DOHWA-KEC regarding appraisal comments on D/D Report for PKGs A5 and 6 – DQEP. After review, PMU85 is requested to conduct Consultant to carry out the followings:

- Explanation, modification and finalization of D/D Report for PKGs A5 and 6 in accordance with appraisal comments at Letter No.DQEP-IPRMS-2013-3 dated 25/03/2013 by DOHWA – KEC.
- Report shall be sent to VEC before 02/04/2013

Sincerely yours,

(Attachments are Letter No.DQEP-IPRMS-2013-3 dated 25/03/2013 and Appraisal Report by DOHWA – KEC)

C.c:

- As above;
- Chairman of Member Committee (to report);
- General Director (to report);
- JV Consultant (to implement);
- .....
- Filing

ON BEHALF OF GENERAL DIRECTOR  
DEPUTY GENERAL DIRECTOR

(Signed and sealed)

DRD, DBR1, DBR2 plus Luong Quoc Viet

- prepare Answer to comments

70% 130326

**BỘ GIAO THÔNG VẬN TẢI  
TỔNG CÔNG TY DT PHÁT TRIỂN  
ĐƯỜNG CAO TỐC VIỆT NAM**

Số: 916 /VEC-KTCNMT

V/v: Giải trình, chỉnh sửa và hoàn thiện hồ  
sơ TKKT các gói thầu A5 & 6 - Dự án  
đường cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi.

**CỘNG HÒA XÃ HỘI CHỦ NGHĨA VIỆT NAM**  
**Độc lập – Tự do – Hạnh phúc**

Hà Nội, ngày 26 tháng 3 năm 2013

Kính gửi: Ban Quản lý dự án 85

Tổng Công ty Đầu tư phát triển đường cao tốc Việt Nam (VEC) nhận được thư số DQEP-IPRMS-2013-3 ngày 25/3/2013 của Liên danh tư vấn DOHWA - KEC về ý kiến thẩm tra hồ sơ thiết kế kỹ thuật gói thầu A5 & 6 - Dự án xây dựng đường cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi. Sau khi nghiên cứu xem xét, VEC đề nghị Ban Quản lý dự án 85 chỉ đạo Liên danh tư vấn Nippon Koei thực hiện một số nội dung như sau:

- Giải trình, chỉnh sửa và hoàn thiện hồ sơ TKTK gói thầu A5 & 6 theo ý kiến thẩm tra tại thư số DQEP-IPRMS-2013-3 ngày 25/3/2013 của Liên danh tư vấn DOHWA - KEC.

- Thời gian gửi báo cáo về VEC trước ngày ngày 02/4/2013.

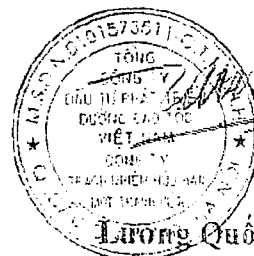
Trân trọng/.

(Đính kèm thư số DQEP-IPRMS-2013-3 ngày 25/3/2013 và báo cáo  
thẩm tra của Liên danh tư vấn DOHWA - KEC)

**Nơi nhận:**

- Như trên;
- Chủ tịch HĐTV (để b/c);
- Tổng Giám đốc (để b/c);
- PTGD Trần Ngọc Hoàng;
- Ban QLDA1;
- Ban Điều phối DNQN;
- Liên danh tư vấn Dohwa - KEC;
- Liên danh tư vấn Nippon Koei;
- Lưu VT. KTCNMT.

**KT. TỔNG GIÁM ĐỐC**  
**PHÓ TỔNG GIÁM ĐỐC**



**Đường Quốc Việt**







***Appendix 2.10 : Consultant's Answers to Appraisal Comments (Draft D/D of PKG6)***



**Consulting Services for  
Detailed Design for Danang - Quang Ngai Expressway Development Project  
IDA Credit No. 4779-VN**

Project Office  
Unit 2, 11th floor, PVFC Danang Building  
Lot A2, April 30 Street, Hai Chau District, Danang, Vietnam

Tel. : +84-(0)511-3797961  
Fax. : +84-(0)511-3797962

Ref. No. : DQEDD-PMU85-211-13  
Date : April 12, 2013

**Mr. Nguyen Trung Sy**

Project Manager

Project Management Unit No.85 (PMU85), Danang

Fax. No. : +(84) 511-364-2914

12 4 2013

The

**Subject: Answer to Comments on Detailed Engineering Design Report of PKGA5 & PKG6**

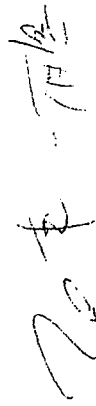
Dear Sir,

Reference is made to VEC's letter No. 916/VEC-KTCNMT dated 26/3/2013

We would like to submit our Answer to Comments on Detailed Engineering Design Report of PKGA5 & PKG6 for your review and comments.

Thank you for your support and cooperation.

Sincerely yours,



Ichizuru ISHIMOTO  
Project Manager

Enclosed: As stated  
c.c.: Office copy

**Consulting Services for  
Detailed Design for Danang - Quang Ngai Expressway Development Project**  
IDA Credit No. 4779-VN

Tel. : +84-(0)511-3797961  
Fax: +84-(0)511-3797962

Project Office  
Unit 2, 11<sup>th</sup> floor, PVFC Danang Building  
Lot A2, April 30 Street, Hai Chau District, Danang city, Vietnam

Thư số: DQEDD-PMU85-211-13  
Ngày 12 tháng 4 năm 2013

**Ông Nguyễn Trung Sỹ**  
Giám đốc dự án  
Ban quản lý dự án 85 (PMU85), Đà Nẵng  
Số fax : +(84) 511-364-2914

V/v: Trả lời Ý kiến thẩm tra Hồ sơ Thiết kế Kỹ thuật Gói thầu A5 và Gói thầu 6

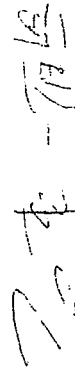
Thưa Ông,

Tham chiếu theo thư số 916/VEC-KTCNMT của VEC ngày 26/3/2013

Chúng tôi xin trình nộp phần Trả lời Ý kiến thẩm tra Hồ sơ Thiết kế Kỹ thuật Gói thầu A5 và Gói thầu 6 để Ông xem xét và cho ý kiến bình luận.

Cám ơn Ông đã ủng hộ và hợp tác.

Trân trọng,



Ichizuru ISHIMOTO  
Giám đốc dự án

Đính kèm: Như đã đề cập ở trên

***Appendix 2.11 : Agreement Minute of meeting (VEC, PMU85, Consultant)\_PKG6***





Đà Nẵng, ngày 7 tháng 6 năm 2013

**BIÊN BẢN THÔNG NHẤT**

Vv: Các nội dung Hồ sơ thiết kế kỹ thuật gói thầu số 6 (Km42+00 ÷ Km52+00)  
Dự án đường cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi

**I. THÀNH PHẦN THAM GIA:**

**1. Tổng công ty đầu tư phát triển đường cao tốc Việt Nam (VEC):**

- |                        |                             |
|------------------------|-----------------------------|
| - Ông: Trần Ngọc Hoàng | Phó Tổng giám đốc.          |
| - Ông: Lê Quang Hào    | Trưởng phòng KTCNMT.        |
| - Ông: Nguyễn Từ       | Phó trưởng phòng KTCNMT.    |
| - Ông: Hoàng Việt Hưng | Phó giám đốc ban điều phối. |
| - Ông: Đoàn Văn Mạnh   | Phó giám đốc ban điều phối. |
| - Ông: Hoàng Minh Trí  | Chuyên viên.                |

**2. Ban quản lý dự án 85 (Ban QLDA85):**

- |                        |                             |
|------------------------|-----------------------------|
| - Ông: Nguyễn Trung Sỹ | Phó tổng giám đốc.          |
| - Ông: Lê Trọng Độ     | Phó giám đốc ban điều hành. |
| - Ông: Nguyễn Khắc Sơn | Phó giám đốc ban điều hành. |

**3. Ban quản lý dự án 1 (Ban QLDA1):**

- |                       |                        |
|-----------------------|------------------------|
| - Ông: Trần Đức Cường | Giám đốc phân ban.     |
| - Ông: Nguyễn Hà Thái | Phó giám đốc phân ban. |

**4. Liên danh tư vấn thiết kế:**

- |                          |                     |
|--------------------------|---------------------|
| - Ông: Takayasu Nagai    | Phó giám đốc dự án. |
| - Ông: Nguyễn Mạnh Chung | Kỹ sư tư vấn.       |
| - Ông: Nguyễn Văn Lê     | Kỹ sư tư vấn.       |
| - Ông: Ngô Thế Hùng      | Kỹ sư tư vấn.       |

**5. Liên danh tư vấn thẩm tra:** Có mời nhưng không tham dự

**II. NỘI DUNG:**

**1. Các căn cứ pháp lý:**

- Căn cứ Quyết định số 2656/QĐ-BGTVT ngày 10/09/2010 của Bộ GTVT về việc phê duyệt Dự án đầu tư xây dựng đường cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi;
- Căn cứ Quyết định số 1534/QĐ-BGTVT ngày 05/6/2013 của Bộ GTVT về việc phê duyệt điều chỉnh thiết kế cơ sở Dự án đầu tư xây dựng đường cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi;
- Căn cứ tờ trình số 159/BQL-ĐNQN ngày 28/01/2013 của Ban 85 về việc xin phê duyệt thiết kế kỹ thuật gói thầu xây lắp số 6 (Đoạn tuyến Km 42+000 - Km 52+000) Dự án xây dựng đường cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi;
- Căn cứ báo cáo thẩm tra ngày 25/3/2013 (lần xuất bản thứ nhất) của liên danh Tư vấn Dohwa Engineering và Korea Expressway Corporation;
- Căn cứ văn bản số 500/BQL-ĐNQN ngày 17/4/2013 về việc giải trình ý kiến thẩm tra của VEC về hồ sơ TKKT gói thầu 6;
- Căn cứ báo cáo DQEDD-PMU85-336-13 ngày 4/6/2013 của Liên danh tư vấn thiết kế về việc giải trình ý kiến về hồ sơ TKKT gói thầu số 6;



- Căn cứ tài liệu, hồ sơ do Tư vấn thiết kế cung cấp;

## 2. Nội dung và trách nhiệm các bên:

### 2.1 Nội dung thống nhất:

- Hồ sơ thiết kế về cơ bản đáp ứng được yêu cầu, phù hợp với thiết kế cơ sở được duyệt và tuân thủ các tiêu chuẩn áp dụng cho dự án.

- Đối với các tồn tại nêu trong ý kiến thẩm định, thẩm tra và các ý kiến khác:

+ Tư vấn sẽ chỉnh sửa, hoàn thiện hồ sơ;

+ Một số nội dung sẽ được hoàn chỉnh trong bước bản vẽ thi công;

+ Một số khuyến cáo của Tư vấn thẩm tra: Các bên ghi nhận và sẽ nghiên cứu áp dụng khi điều kiện cho phép.

*(Chi tiết có phụ lục kèm theo)*

### 2.2. Trách nhiệm các bên:

Để công tác phê duyệt hồ sơ thiết kế đáp ứng được tiến độ của dự án, tránh các thiếu sót sau này, các bên liên quan cùng có trách nhiệm như sau:

- Ban QLDA 85 có trách nhiệm chỉ đạo Tư vấn thiết kế chỉnh sửa và hoàn thiện hồ sơ thiết kế theo các nội dung đã thống nhất tại biên bản này. Đồng thời tổ chức kiểm tra, rà soát hồ sơ và trình nộp đủ số bộ hồ sơ thiết kế kỹ thuật (sau khi hoàn chỉnh) đến VEC bằng văn bản.

- Tư vấn thiết kế có trách nhiệm chỉnh sửa và hoàn thiện hồ sơ thiết kế theo các nội dung đã thống nhất tại biên bản này;

- Tư vấn thẩm tra có trách nhiệm kiểm tra hồ sơ sau khi chỉnh sửa và báo cáo kết quả bằng văn bản đến VEC;

## III. Kết luận:

Trên đây là nội dung biên bản xem xét hồ sơ thiết kế kỹ thuật gói thầu số 6 - Dự án đường cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi được các bên thống nhất và là cơ sở để thực hiện các bước tiếp theo.

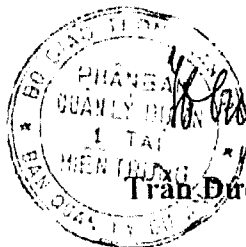
Biên bản được lập thành 4 bản có giá trị pháp lý như nhau, mỗi bên giữ 01 bản.

BAN QUẢN LÝ DỰ ÁN 85



Nguyễn Trung Sỹ

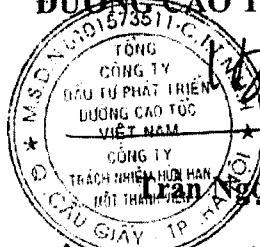
BAN QUẢN LÝ DỰ ÁN 1



Trần Đức Cường

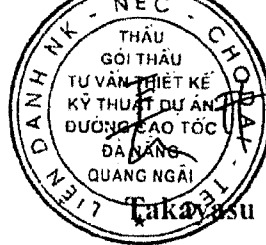
TỔNG CÔNG TY ĐẦU TƯ PHÁT TRIỂN

ĐƯỜNG CAO TỐC VIỆT NAM PHÓ TỔNG GIÁM ĐỐC



Trần Ngọc Hoàng

LIÊN DANH TƯ VẤN THIẾT KẾ



Takayasu Nagai

**PHỤ LỤC KÈM THEO BIÊN BẢN THỐNG NHẤT CÁC NỘI DUNG HỒ SƠ TKKT – GÓI THẦU SỐ 6**  
(Ngày 7/6/2013).

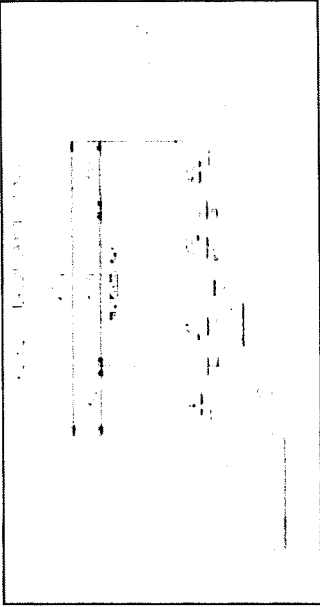
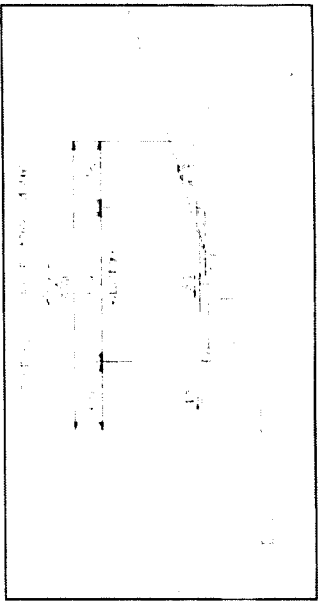
Các ý kiến Tư vấn thiết kế đã thống nhất chỉnh sửa tại báo cáo giải trình số 500/BQL-DNQN ngày 17/4/2013; Báo cáo số DQEDD-PMU85-336-13 ngày 4/6/2013; yêu cầu Tư vấn thực hiện  
Các nội dung còn lại được thống nhất theo Bảng dưới đây.

**4.4.4 Ý kiến thẩm tra phần đường**

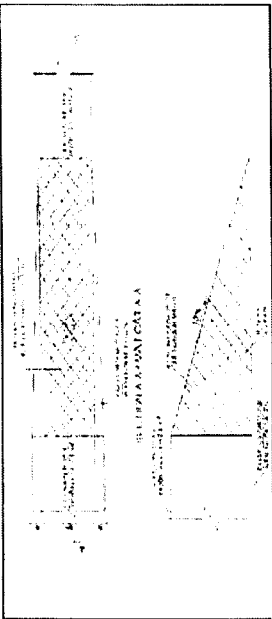
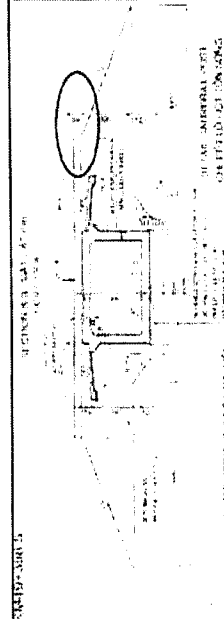
STT	Hạng mục	Ý kiến thẩm tra (Thư số 916/VEC-KTCNMT ngày 26/03/2013)	<Hồ sơ tham khảo> Trả lời	Ý kiến
<b>4.4.4 Ý kiến thẩm tra về công trình đường</b>				
<b>I</b>	<b>TẬP 2.1: BÁO CÁO CHÍNHH (GÓI 6, PHẦN ĐƯỜNG)</b>			
(2)		- Đề nghị bổ sung mô tả kết quả khảo sát của mỏ vật liệu và phân tích giá trị áp dụng cho một số tiêu chí kỹ thuật của vật liệu chính.	<Báo cáo khảo sát vật liệu xây dựng dự thảo (DQEDD-PMU85-616-12)> Các nội dung này được đề cập trong Báo cáo khảo sát vật liệu xây dựng. Và Tư vấn thiết kế đã trình "Báo cáo khảo sát vật liệu xây dựng dự thảo" cho PMU85 ngày 22/11/2012.	-Đã có báo cáo riêng, sẽ trình nộp cùng hồ sơ thiết kế hoàn chỉnh

MM  
2A

12  
12

STT	Hạng mục	Ý kiến thẩm tra (Thư số 916/VEC-KTCNMT ngày 26/03/2013)	<Hồ sơ tham khảo> Trả lời	Ý kiến
4.4.4 Ý kiến thẩm tra về công trình đường				
(4)	5. Mặt cắt ngang điển hình PKG6-CR-IC-020	<p>- Độ dốc ngang phần đường xe chạy của đường ngang và đường gom được thiết kế tương tự tuyến chính. Tuy nhiên bề rộng của các đường này hẹp hơn tuyến chính.</p> 	<p>Không được đề xuất bởi vì tất cả nước bẩn sẽ chảy qua mặt đường.</p>	<p>-Thống nhất như đã thiết kế.</p>
(5)		<p>- Để dễ khai thác, đề nghị Tư vấn thiết kế chỉnh sửa như hình này.</p> 		
(6)		<p>- Vật liệu sử dụng cho đoạn vuốt nối với đường hiện tại là</p>	<p>Đoạn vuốt nối được dùng để nối</p>	<p>-Chi tiết thực trong bước thiết kế</p>

*(Handwritten signatures and initials)*

STT	Hạng mục	Ý kiến thẩm tra (Thư số 916/VEC-KTCNMT ngày 26/03/2013)	<Hồ sơ tham khảo> Trà lời	Ý kiến
4.4.4 Ý kiến thẩm tra về công trình đường				
	PKG6-CR-TC-030	<p>bê tông. Rất dễ vỡ.</p>  <ul style="list-style-type: none"> <li>- Đề nghị Tư vấn thiết kế đổi bê tông sang nhựa asphalt.</li> </ul>	giữa mặt đường bê tông và đường đất hiện tại. Khối lượng của đoạn này nhỏ, vì thế không nên áp dụng bê tông nhựa. Hơn nữa, vutốt nổi sẽ được bỏ đi khi nâng cấp đường địa phương.	bản vẽ thi công.
(8)	PKG6-RS-RUP-GV-090	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Chiều dày mặt đường giữa báo cáo chính và bản vẽ không đồng nhất. <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Báo cáo chính : chiều dày mặt đường là 96cm</li> <li>✓ Bản vẽ (mặt cắt cống chui) : chiều dày mặt đường là 56cm</li> </ul> </li> </ul>  <ul style="list-style-type: none"> <li>- Đề nghị chỉnh sửa hướng tuyến trắc dọc trong mặt cắt cống chui.</li> </ul>	Chiều dày kết cấu áo đường trong bản vẽ là khác nhau cho từng vị trí phụ thuộc vào cao độ đường đó thiết kế. Chiều dày thể hiện trong báo cáo là chiều dày áo đường lớn nhất	-Thống nhất giải trình của Tư vấn thiết kế.
(9)	8.1 Chiều dày mặt đường trong đoạn nền đắp thông thường của đường cao tốc	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Thiết kế yêu cầu giá trị CBR của lớp Sub-grade phải là 9%, cao hơn tiêu chuẩn 22 TCN 211-2006. Đề nghị giá trị là 8%.</li> </ul>	Theo 22TCN 211-2006, giá trị CBR của lớp Sub-grade 8% là yêu cầu tối thiểu.	-Thống nhất giải trình của Tư vấn thiết kế.

*(Handwritten signatures and initials)*

STT	Hạng mục	Ý kiến thẩm tra (Thư số 916/VEC-KTCNMT ngày 26/03/2013)	<Hồ sơ tham khảo> Trả lời	Ý kiến
<b>4.4.4 Ý kiến thẩm tra về công trình đường</b>				
			Giá trị cao hơn (9%) được đề xuất để đảm bảo modul đàn hồi hiệu quả trên đỉnh lớp sub-grade	
(10)	8.2 Chiều dày mặt đường trong đoạn nền đào thông thường	- Qua việc kiểm tra giá trị CBR đối với lòng đường hiện tại, quyết định lớp móng dưới (T=30m) có thể bỏ được hay không.	Có thể được loại bỏ trong quá trình thi công, nếu yêu cầu thi công được đáp ứng.	-Đã có quy định cụ thể trong SPEC
(11)	10. Đường ngang và đường gom	- Đề nghị bổ sung quy định thiết kế Độ dốc hoàn thiện của đường ngang và đường gom.	Thiết kế đường ngang và đường gom dựa trên Quyết định số 315/QĐ-BGTVT, TCVN4054-05, và Thỏa thuận với tỉnh Quảng Nam.	-Thống nhất giải trình của Tư vấn thiết kế.
(15)		- Đề nghị bổ sung bản tính kết cấu mặt đường của tuyến chính, mặt đường bê tông xi măng tại trạm thu phí, kết cấu mặt đường nối, đường ngang và đường gom. - Đề nghị kiểm tra Điều khoản tham chiếu , yêu cầu sử dụng các tiêu chuẩn nước ngoài trong tính toán không chế	"Hồ sơ thiết kế mặt đường" đã được trình nộp vào tháng 7/2012 và "Hồ sơ so sánh phương án kết cấu mặt đường" đã được trình nộp vào ngày 29/03/2013.  Tư vấn đã áp dụng tiêu chuẩn Việt Nam 22TCN211-06 cho công tác thiết kế mặt đường.	-Đã có báo cáo riêng, sẽ trình nộp cùng hồ sơ thiết kế hoàn chỉnh  Thống nhất áp dụng tiêu chuẩn 22TCN211-06 cho thiết kế mặt đường.
II	<b>TẬP 3.1: BẢN VẼ ĐƯỜNG (GÓI 6, PHẦN ĐƯỜNG)</b>			
	<b>A. BẢN VẼ CHUNG</b>			
(16)	PKG6-RW-GN-120	- Thiếu sơ đồ siêu cao từ tuyến chính vào đường cong (không có chuyển tiếp) - Thiếu sơ đồ mở rộng chi tiết trên đường cong năm.	Đường cong nằm không có chuyển tiếp được thiết kế tại nơi không yêu cầu siêu cao.	-Đổi với các đường cong có bán kính R>4000m không bố trí siêu cao, nên không cần phải bố trí sơ đồ quay siêu cao. -Đường cao tốc không áp dụng mở

STT	Hạng mục	Ý kiến thẩm tra (Thư số 916/VEC-KTCNMT ngày 26/03/2013)	<Hỗ sơ tham khảo> Trả lời	Ý kiến
4.4.4 Ý kiến thẩm tra về công trình đường				
			Tất cả các đường cong nằm được thiết kế không yêu cầu mở rộng.	rộng đường cong nằm
(17)	<b>B. BỐ TRÍ HƯỚNG TUYẾN VÀ KHỔNG CHẾ KHẢO SÁT</b>			
(19)	PKG6-RW-AL-010	- Đề nghị bổ sung chuyển tiếp theo như yêu cầu tại mục 6.5.1 – TCVN5729-97	Đường kính 45.000m vì thế không cần chuyển tiếp.	-Đối với các đường cong có bán kính $R > 4000m$ không bố trí siêu cao, nên không bố trí đường cong chuyển tiếp.
(20)	PKG6-RW-AL-030	- Chiều dài đường cong tròn tại PI Km49+284.945, Km51+086.505 không đúng với yêu cầu tại điều 6.3.4 và 6.3.5 – TCVN5729-97 ( $K_{min} = 1.67V_{cs}$ , $K_{min} \geq 1400/(\bar{a})$ ). Đề nghị xem lại và chỉnh sửa.	Tất cả điều kiện đều đúng với tiêu chuẩn TCVN5729-97 bởi vì chiều dài đường cong phải bao gồm cả đường cong tròn và chiều dài đường cong chuyển tiếp.	-Thống nhất giải trình của TVTK.
	<b>C. BÌNH ĐỒ VÀ TRẮC DỌC</b>			
(23)	PKG6-ML-PP-010	- Cống hộp ngang 3x(3x3) tại Km42+557 lớn hơn bề rộng của kênh hiện tại. Biên bản thỏa thuận với huyện Thăng Bình ngày 5/4/2012 không đề cập đến cống hộp này. Vì thế, đề nghị xem xét lại bằng tính thủy lực để làm rõ nguyên nhân tại sao bố trí cống lớn tại vị trí này.	Đây là cống thoát nước cho lưu vực vì thế nó không được đề cập trong biên bản thỏa thuận. Khẩu độ thoát nước 3(3x3) được tính toán trong tập 6.1, Báo cáo tính toán thủy văn và thủy lực cho gói 6.	-Thống nhất giải trình của Tư vấn.
(24)	PKG6-ML-PP-050	- Theo Biên bản thỏa thuận với huyện Thăng Bình ngày 05/04/2012, có một cống chui BxH=(4.0x3.5)m tại Km44+740. Tuy nhiên, Bản vẽ lại không thể hiện cống chui này. Đề nghị xác nhận.	Đã thiết kế đường gom thay cho kết quả như trong Báo cáo thiết kế kỹ thuật tập 1 (Báo cáo cơ sở/Phụ lục 2.5).	-Ghi nhận ý kiến sẽ được xem xét trong bước bản vẽ thi công

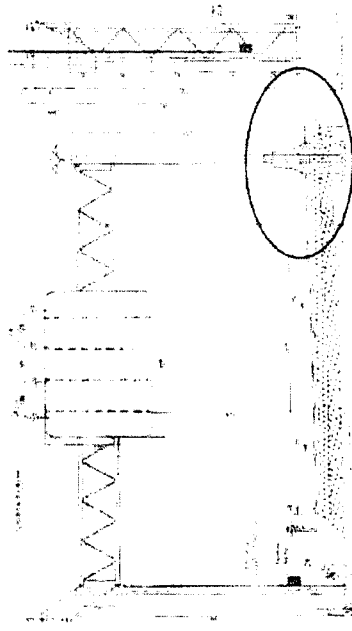
STT	Hạng mục	Ý kiến thẩm tra (Thư số 916/VEC-KTCNMT ngày 26/03/2013)	<Hồ sơ tham khảo> Trả lời	Ý kiến
4.4.4 Ý kiến thẩm tra về công trình đường				
(25)	PKG6-ML-PP-070 PKG6-ML-PP-150	- Theo Biên bản thỏa thuận với huyện Thăng Bình ngày 05/04/2012, có một cầu vượt (overpass) LxH=(12x4.5)m tại Km46+174 và Km51+271. Tuy nhiên, tại vị trí này trong Bản vẽ lại thể hiện cống chui (underpass) BxH=2x(4.5x4.5)m. Đề nghị thiết kế cống chui (underpass) hay cầu vượt (overpass) với tính không như Biên bản thỏa thuận.	Các đường này được phân loại cấp IV. Tính không đảm bảo theo quy định.	-Thống nhất như đã thiết kế
(26)	PKG6-ML-PP-080	- Theo Biên bản thỏa thuận với huyện Thăng Bình ngày 05/04/2012, có cống hộp ngang BxH=(2x2)m tại Km46+872 và Km49+490. Tuy nhiên, trong bản vẽ thể hiện cống hộp BxH=(1.5x1.5)m tại Km46+877 và cống hộp BxH=2x(3x3)m tại Km49+490. Đề nghị xác nhận.	Trong quá trình triển khai thiết kế chi tiết cho từng gói thầu, TVTK đã kiểm tra và tính toán lại khẩu độ cống của bước thiết kế cơ sở. Một số vị trí cống được thay đổi khẩu độ để phù hợp với kết quả tính toán thoát nước thoát nước. Trong đó: + Cống Km46+872 thiết kế 1.5x1.5 để phù hợp với diện tích mặt cắt ngang của kênh tưới. + Cống Km49+490 thiết kế 2(3x3) để đảm bảo yêu cầu thoát nước lưu vực theo tính toán thủy văn.	-Thống nhất giải trình của Tư vấn thiết kế
(27)	PKG6-ML-PP-090	- Biên bản thỏa thuận với huyện Thăng Bình ngày 5/4/2012 còn thiếu cống hộp BxH=(2.5x2.5)m tại Km45+900. Đề nghị bổ sung.	Cống hộp tại Km47+900 nằm dưới cầu LR809 vì thế không được thiết kế.	-Thống nhất giải trình của Tư vấn thiết kế
(29)	D. ĐƯỜNG NGANG	- Đề nghị bổ sung bản vẽ hình học của tìm tuyến (tọa độ, bán kính và ..v.v..) cho tất cả các đường ngang để làm cơ sở hoàn thiện bản vẽ thiết kế thi công.	Tọa độ bắt đầu và kết thúc được thể hiện trong các bản vẽ tương ứng.	-Thiết kế đủ dữ liệu để triển khai bản vẽ thi công. Thống nhất không bổ sung.



STT	Hạng mục	Ý kiến thẩm tra (Thư số 916/VEC-KTCNMT ngày 26/03/2013)	<HỒ sơ tham khảo> Trả lời	Ý kiến
<b>4.4.4 Ý kiến thẩm tra về công trình đường</b>				
(30)	PKG6-CR-PP-180	- Đề nghị bổ sung siêu cao, mặt đường mở rộng tại đoạn cong R=125m	Đây là đường nằm trong quy hoạch đường cấp IV trong tương lai. Ví thể, việc mở rộng về yếu tố hình học phải được tiến hành trong giai đoạn nâng cấp sau này. Thiết kế chỉ là để vuốt nối vào đường hiện hữu.	-Thống nhất giải trình của Tư vấn thiết kế
	<b>E. ĐƯỜNG GOM</b>			
(31)		- Đề nghị bổ sung bản vẽ hình học của tìm tuyến (toa độ, bán kính và ..v.v..) cho tất cả các đường gom để làm cơ sở hoàn thiện bản vẽ thiết kế thi công.	Toạ độ bắt đầu và kết thúc được thể hiện trong các bản vẽ tương ứng.	-Thiết kế đủ dữ liệu để triển khai bản vẽ thi công. Thống nhất không bổ sung.
	<b>F. THOÁT NƯỚC</b>			
	<b>G1. BÌNH ĐỒ THOÁT NƯỚC</b>			
(37)	PKG6-DR-ML-PL-070 PKG6-DR-ML-PL-220	- Đề nghị bổ sung đào thương và hạ lưu nối với kênh hiện tại.	- Đã kiểm tra, các đoạn cải mương này chỉ là cục bộ để từ cửa cống đến mương hiện hữu và đã được thể hiện trong thiết kế cống.	-Thống nhất ý kiến giải trình của Tư vấn thiết kế.
	<b>G2. CỐNG HỘP NGANG ĐƯỜNG</b>			
(46)	PKG6-DR-ML-BC-020÷400...	- Hầu hết các bản vẽ cống tổng quát còn thiếu trích dọc kênh tưới tiêu trong bố trí chung	Các kênh chính, quan trọng đã có thiết kế trích dọc	-Chi tiết thực hiện trong bước bản vẽ thi công
	<b>G3. CỐNG TRÒN NGANG ĐƯỜNG</b>			

*(Chữ ký và dấu)*

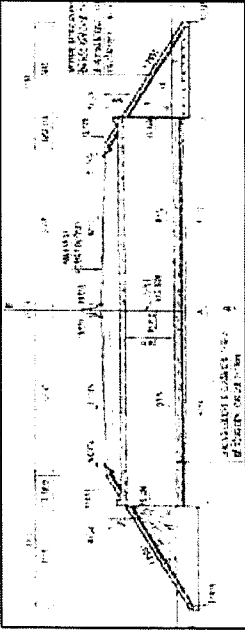
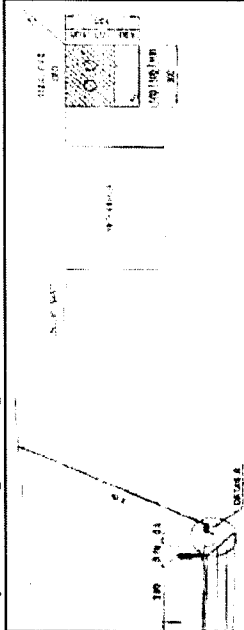
STT	Hạng mục	Ý kiến thẩm tra (Thư số 916/VEC-KTCNMT ngày 26/03/2013)	<Hồ sơ tham khảo> Trả lời	Ý kiến
<b>4.4.4 Ý kiến thẩm tra về công trình đường</b>				
(48)	PKG6-DR-ML-PC-020;110...	- Đề nghị thể hiện bề rộng và khe lún trên bản vẽ bố trí chung	- Đã thể hiện chi tiết khe.	- Thống nhất ý kiến giải trình của Tư vấn thiết kế
	<b>G4. ĐƯỜNG NGANG VÀ ĐƯỜNG GOM</b>			
(53)		- Đề nghị bổ sung Bố trí chung và khối lượng công như được liệt kê trong bản vẽ "Thống kê công đường ngang và đường gom"	Không cần thiết	- Yêu cầu Tư vấn thiết kế bổ sung bản vẽ cần thiết để có thể triển khai được bản vẽ thi công.
	<b>G5. CHI TIẾT KẾT CẤU THOÁT NƯỚC</b>			
	<b>G.6.1 RÃNH HỒ</b>			
(55)	PKG6-DR-DD-OP-020	- Đề nghị bổ sung mặt cắt thi công rãnh biên.	Không cần thiết	- Chi tiết sẽ thể hiện trong bản vẽ thi công.
	<b>G.6.2 RÃNH LỀ ĐƯỜNG</b>			
(56)	PKG6-DR-DD-SHD-010; 020	- Đề nghị bổ sung khối lượng đơn vị chiều dài của kết cấu ngang thoát nước lề đường	Không cần thiết	Thống nhất giải trình của Tư vấn thiết kế
	<b>G. XỬ LÝ ĐỊA KỸ THUẬT</b>			
(63)		- Thiếu bản vẽ "Xử lý địa kỹ thuật". Tư vấn thẩm định không thể kiểm tra.	Theo kết quả khảo sát địa kỹ thuật, không yêu cầu những bản vẽ này	Thống nhất giải trình của Tư vấn thiết kế.
	<b>H. KẾT CẤU ĐƯỜNG</b>			
(65)	PKG6-RS-RUP-GV-030 PKG6-RS-RUP-GV-150	- Đề nghị bổ sung điều kiện địa chất tại vị trí công chui, bổ sung phương pháp xử lý đất yếu nếu cần thiết.	Biện pháp xử lý đất yếu trình bày trong phần xử lý đất yếu (nếu có)	Thống nhất giải trình của Tư vấn thiết kế.



STT	Hạng mục	Ý kiến thẩm tra (Thư số 916/VEC-KTCNMT ngày 26/03/2013)	<Hồ sơ tham khảo> Trả lời	Ý kiến
4.4.4 Ý kiến thẩm tra về công trình đường				
	PKG6-RS-RUP-GV-240			
	I. CÁC CHI TIẾT KHÁC			
(74)		- Đề nghị bổ sung giải phân cách giữa loại 2.	Chi tiết đã trình bày trong bản vẽ PKG6-MISC-070.	Thông nhất giải trình của Tư vấn thiết kế.
(78)	PKG6-MISC-080	- Bảng khối lượng cho dài phân cách L=0.98m thể hiện loại thép D22, trong bản vẽ không đề cập loại thép này. Đề nghị xem xét lại và điều chỉnh. - Khối lượng mặt đường tại dài phân cách đã được khấu trừ vì trùng với khối lượng móng cột giao thông tại dài phân cách.	Tham khảo bản vẽ PKG6-MISC-060.  Móng cột giao thông sẽ được lắp đặt trong gói thầu 14 sau khi hoàn thành công tác thi công nền đường.	Thông nhất giải trình của Tư vấn thiết kế.
(79)	PKG6-RF-TS-DD-050			
	J. AN TOÀN GIAO THÔNG			
(80)	PKG6-RF-TS-GL-010-080	- Đề nghị bổ sung tín hiệu giao thông số 201 tại các đoạn cong của đường gom: PKG6-CR-A-15, PKG6-CR-A-16... - Đề nghị bổ sung tín hiệu giao thông số 205a, 205b, 205c, 205d tại những điểm giao nhau giữa đường ngang và đường gom.	Đối với đường ngang và đường gom có phân cấp đường, đã thiết kế tín hiệu giao thông. Đối với đường ngang và đường	Xem xét trong gói thầu 14

*Handwritten signature and initials*

STT	Hạng mục	Ý kiến thẩm tra (Thư số 916/VEC-KTCNMT ngày 26/03/2013)	<Hồ sơ tham khảo> Trả lời	Ý kiến
4.4.4 Ý kiến thẩm tra về công trình đường				
			gom đã được xây dựng để đảm bảo giao thông cục bộ hiện hữu. Vì tốc độ giao thông cho đường dân sinh thấp và đường dân sinh này chỉ phục vụ cho giao thông địa phương, do đó Tư vấn đề nghị không bố trí tín hiệu giao thông.	
III	<b>TẬP 3.1.1. 3.1.2: MẶT CẮT NGANG CHI TIẾT CỦA ĐƯỜNG CAO TỐC, ĐƯỜNG NGANG VÀ ĐƯỜNG GOM</b>			
(81)	Km43+00-Km÷Km45+340... Km47+108.85-Km47+300...	- Đề nghị thiết kế cao độ đỉnh bảo vệ mái dốc giống nhau tại một mặt cắt. Như vậy dễ thi công hơn. Không phải cứ 20m lại thay đổi cao độ như trong bản vẽ.	Cao độ đỉnh được dựa theo trắc dọc của mực nước cao. Sẽ điều chỉnh cao độ đáy trong quá trình thi công.	-Thống nhất giải trình của Tư vấn thiết kế
(82)	PKG6-CR-CS- 080 PKG6-CR-CS- 090	- Taluy bên trái của đường ngang tại Km45+534 và taluy bên phải của đường ngang tại Km45+546 là để bảo vệ mái dốc cho mương cái xây bằng bê tông, chứ không dùng cỏ. Đề nghị xem xét lại và bỏ phần khối lượng cỏ.	Khối lượng cỏ đã được loại bỏ tại vị trí này.	-Thống nhất giải trình của Tư vấn thiết kế.
(85)	PKG6-FR-CS-270	- Thiếu phần bờ bảo hộ nền đào trên bản vẽ chi tiết.	Không yêu cầu bờ bảo hộ nền đào vì chiều sâu nền đào nhỏ.	-Thống nhất giải trình của Tư vấn thiết kế.

STT	Hạng mục	Ý kiến thẩm tra	<Hồ sơ tham khảo> Trả lời	Ý kiến
4.4.5 Communication Design				
II	<b>TẬP 3.1: BẢN VẼ PHẦN ĐƯỜNG (GÓI THẦU 6)</b>			
(2)	PKG6-RS-RUO-GV-030	- Không thể bố trí đường dây thông tin và lan can tại đoạn chui để giảm bớt bề dày nền đường.	Tại đoạn chui, sẽ gắn ống cáp lộ thiên trên cống hộp. Bổ sung bản vẽ mặt cắt điển hình tại đoạn chui thuộc Hồ	-Xem xét trong gói thầu 13

STT	Hạng mục	Ý kiến thẩm tra	<Hồ sơ tham khảo> Trả lời	Ý kiến
<b>4.4.5 Communication Design</b>				
		 <ul style="list-style-type: none"> <li>- Đề nghị điều chỉnh hướng tuyến dọc tại đoạn chui hoặc tìm biện pháp khác.</li> </ul>	sơ thiết kế kỹ thuật, tập 3.1.	
(3)	PKG6-RF-COM-010	 <ul style="list-style-type: none"> <li>- Cáp thông tin tại đoạn đường đào được thiết kế bằng ống thép đặt trong bê tông.</li> <li>- Đề nghị thay bằng phương pháp nền đắp.</li> </ul>	<p>Mặc dù ý kiến không nêu rõ, nhưng ống HDPE sẽ được dùng để thay thế cho tất cả các đoạn dựa trên thiết kế cơ sở của VNPT.</p>	-Xem xét trong gói thầu 14



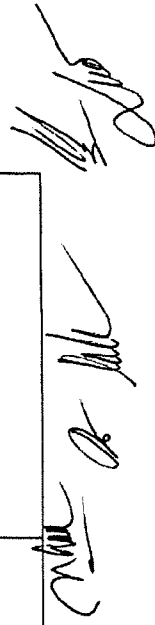






STT	HẠNG MỤC	Ý KIẾN THẨM TRA (Thư số 916/VEC-KTCNMT ngày 26/03/2013)	GIẢI TRÌNH CỦA TƯ VẤN TK	THẢO LUẬN & THỐNG NHẤT
(17)				
(18)				
(19)				
(20)				
(21)	PKG 6-ORB11-SUB-0100	- Mối nối thép tại bản liên tục nhiệt là 100% tại một mặt cắt. Tư vấn thiết kế cần kiểm tra và điều chỉnh để đảm bảo khả năng chịu lực của kết cấu.	- Số lượng mối nối thép không được vượt quá 50% trong một mặt cắt đã được quy định trong phần Chú thích chung. Vị trí cụ thể của các mối nối sẽ được làm rõ trong bản vẽ thi công.	- Không thống nhất với giải trình, yêu cầu Tư vấn TK chỉnh sửa bản vẽ đảm bảo không quá 50% mối nối thép trong một mặt cắt.
(22)				
(23)				
	<u>Cầu ORB12</u>			
(24)				
(25)				
	<u>Cầu CB12</u>			
(26)				
(27)				
(28)				
(29)				
	<u>Cầu ORB13</u>			
(30)		- Nên xem xét thay đổi vị trí cầu không bố trí trụ tại lòng sông vì cần phải thực hiện công tác bảo dưỡng sau này. Nếu trụ 1 của cầu không bố trí ở lòng sông mà bố trí trên bờ sông, khả năng thoát nước của sông sẽ cải thiện ngay cả khi có cùng	- Vị trí trụ đã được bố trí trên bờ sông và xem xét thay đổi dòng chảy về phía nam trong tương lai.	- Thống nhất với giải trình.

STT	HẠNG MỤC	Ý KIẾN THẨM TRA (Thư số 916/VEC-KTCNMT ngày 26/03/2013)	GIẢI TRÌNH CỦA TƯ VẤN TK	THẢO LUẬN & THỐNG NHẤT
		chiều dài khẩu độ tối thiểu.		
(31)				
(32)				
(33)				
(34)				
(35)				
(36)				
(37)				
	<u>Cầu OP11A</u>			
(38)				
(39)				
(40)				
(41)				
(42)				
	<u>Cầu LRB09</u>			
(43)		- Vì chiều dài khẩu độ tối thiểu cho dòng chảy là 74.3m và cho hướng tuyến là 79.1m, cần thay thế loại kết cấu nhịp I 33 là 3@33.0m bằng loại dầm Super T-40 là 2@40.0m, và việc cải thiện sông giữa các trụ hoặc trụ và móng, cũng nên xem xét không bố trí trụ giữa sông, việc này sẽ cải thiện khả năng thoát nước sông ngay cả khi có cùng chiều dài khẩu độ tối thiểu.	- Cầu hai nhịp với số lượng dầm Super T nhỏ là không tối ưu về mặt kinh tế, vì phải xây dựng bệ cảng khi đúc dầm. Vấn đề này đã được trình bày trong Biên bản ghi nhớ cuộc họp trong thiết kế cơ sở (Phụ lục 2 của Thuyết minh chính).	- Thống nhất với giải trình, vấn đề này là phù hợp với thiết kế cơ sở điều chỉnh đã được phê duyệt.
(44)				
(45)				



STT	HẠNG MỤC	Ý KIẾN THẨM TRA (Thư số 916/VEC-KTCNMT ngày 26/03/2013)	GIẢI TRÌNH CỦA TƯ VẤN TK	THẢO LUẬN & THỐNG NHẤT
(46)				
(47)				
(48)				
(49)				
	<u>Cầu CB13</u>			
(50)				
(51)				
(52)				
(53)				
(54)				
	<b>TẬP 4: HỒ SƠ TÍNH TOÁN KẾT CẤU</b>			
(55)	Tổng quát	<p>Các vấn đề sau cần phải bổ sung trong bảng tính của phiên bản tiếp theo:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Kiểm tra độ võng dầm;</li> </ul> <p>- Kiểm tra khả năng chịu lực của kết cấu cọc khoan nhồi để thiết kế cốt thép cho các cọc.</p> <p>- Tính toán chuyển động ngang của Mố A1 và A2 vì việc này sẽ ảnh hưởng đến việc bố trí khe co giãn và dầm.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Độ võng tính toán của các kết cấu thường khó xác minh trong thực tế tại hiện trường do cơ sở về độ cứng tổng thể là không xét đến trong tính toán (Mục C2.5.2.6.2 <i>Giải thích tiêu chuẩn</i>) và nên được thay bằng kiểm soát độ võng dầm trong giai đoạn thi công.</li> <li>- Đồng ý điều chỉnh</li> <li>- Việc chuyển vị ngang mố ảnh hưởng đến việc lắp đặt khe co giãn và dầm sẽ được tính toán trong giai</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Thống nhất với giải trình.</li> <li>- Thống nhất với giải trình.</li> </ul>

STT	HẠNG MỤC	Ý KIẾN THẨM TRA (Thư số 916/VEC-KTCNMT ngày 26/03/2013)	GIẢI TRÌNH CỦA TƯ VẤN TK	THẢO LUẬN & THỐNG NHẤT
		<ul style="list-style-type: none"> <li>- Kiểm tra chốt thép, khe co giãn và gối cao su.</li> <li>- Bổ sung tính toán cục bộ tại vị trí liên quan đến nội lực như vị trí gối cầu, đỉnh trụ ...</li> <li>- Việc chuyển động ngang trong báo các tính toán đang còn thiếu, cần phải kiểm tra khả năng phục vụ của kết cấu. Do đó, có thể kiểm tra việc chuyển vị nằm ngang theo Điều 10.5.2.2 và 10.7.2.4 trong tiêu chuẩn kỹ thuật AASHTO LRFD (2007).</li> <li>- Tại mục 1.2 của phần Tổng quát, có một số sai sót trong việc bố trí chiều dài cầu.</li> <li>- Tại mục 2.2 của phần đặc điểm vật liệu, cường độ nén trong hồ sơ tính toán không thống nhất với bản vẽ.</li> <li>- Đối với I21, I24, liên quan đến chiều dài phần nhô ra (chiều dài hằng), có sự khác nhau giữa hồ sơ tính toán và bản vẽ.</li> <li>- Đối với I30, liên quan đến <math>h_w</math> and <math>h_w</math>, có sự khác biệt giữa hồ sơ tính toán và bản vẽ.</li> <li>- Đối với I33, liên quan đến <math>h_w</math> and <math>h_w</math>, có sự khác biệt giữa hồ sơ tính toán và bản vẽ.</li> <li>- Xem xét kiểm tra khả năng chịu lực của tất cả các trụ trong trường hợp chịu lực dọc trục tối đa</li> </ul>	<p>đoạn thi công.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Đã kiểm tra chốt thép, khe co giãn và gối cầu trong báo cáo.</li> <li>- Đồng ý bổ sung tính toán cục bộ cho gối cầu và xà mũ trụ.</li> <li>- Chuyển vị ngang của cọc khoan nhồi đã tính trong mục "chương trình phân tích móng cọc không gian".</li> <li>- Đồng ý điều chỉnh</li> <li>- Đồng ý điều chỉnh</li> <li>- Đồng ý điều chỉnh</li> <li>- Đồng ý điều chỉnh</li> <li>- Đồng ý điều chỉnh</li> <li>- Trụ cầu đã được kiểm toán với tất cả các tổ hợp tải trọng.</li> </ul> <p>- Thống nhất với giải trình.</p>	
	<u>Cầu OP11</u>			
(56)				
	<u>Cầu CP11</u>			
(57)				
	<u>Cầu ORB11</u>			
(58)	Kết cấu phân dưới: Mố A1	- Số làn xe là 3 làn chứ không phải 2 làn như trình bày trong bảng tính. Yêu cầu kiểm tra và điều chỉnh.	- Đồng ý điều chỉnh	

PKG 6-Br- 7/11

*(Chữ ký và dấu)*

STT	HẠNG MỤC	Ý KIẾN THẨM TRA (Thư số 916/VEC-KTCNMT ngày 26/03/2013)	GIẢI TRÌNH CỦA TƯ VẤN TK	THẢO LUẬN & THỐNG NHẤT
		<ul style="list-style-type: none"> <li>- Trong phần "Thiết kế mũ cọc-mô hình giằng cột", cốt thép của lưới bên dưới của mũ cọc là 83D22. Nhưng trong phần "Kiểm tra cốt thép – phần mũ cọc", cốt thép này là 84-D25 với ứng suất kéo căng hoàn toàn nhỏ so với ứng suất cho phép (<math>\sigma_t = 99</math> MPa, <math>[\sigma] = 166</math> MPa). Tư vấn thiết kế cần kiểm tra và thay đổi cốt thép này sang loại 84D22 để có giải pháp tối ưu và tiết kiệm chi phí.</li> <li>- Trong phần "Kiểm tra cốt thép – tường đỉnh và tường thân", phần 2-2, cốt thép chịu kéo là 77D25 với ứng suất kéo hoàn toàn nhỏ so với ứng suất cho phép (<math>\sigma_t = 84</math> MPa, <math>[\sigma] = 240</math> MPa). Tư vấn thiết kế cần kiểm tra và thay đổi cốt thép này sang loại 77D22 để có giải pháp tối ưu và tiết kiệm chi phí.</li> <li>- Theo "Chương trình phân tích móng cọc không gian", khoảng cách giữa các trụ là không phù hợp (trong bảng tính, khoảng cách này là 3.5m cho 2 hướng, nhưng trong bản vẽ, khoảng cách là 3.5m theo hướng dọc và 4.985m theo hướng ngang). Do đó, nội lực thực tế của cọc sẽ khác kết quả trong bảng tính. Yêu cầu Tư vấn thiết kế kiểm tra và điều chỉnh.</li> <li>- Trong phần "Khả năng chịu lực cọc khoan nhồi" đối với Mố A1, tỉ lệ lực dọc trục tối đa/sức kháng đỡ của cọc = <math>306/900 = 0.34</math>. Đối với mố A2, tỉ lệ lực dọc trục tối đa /sức kháng đỡ của cọc = <math>306/627 = 0.49</math>. Vì vậy Tư vấn thiết kế phải kiểm tra và điều chỉnh sơ đồ móng cọc để có giải pháp tối ưu và tiết kiệm chi phí.</li> <li>- Thiết kế kết cấu cọc chưa được kiểm tra. Yêu cầu kiểm tra và bổ sung.</li> <li>- Hệ số giá tải không thống nhất giữa báo cáo và bản tính trong Mố 1.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Đồng ý điều chỉnh</li> <li>- Đồng ý điều chỉnh</li> <li>- Đồng ý điều chỉnh</li> <li>- Giảm số lượng cọc tại mố A1 là không phù hợp với kết cấu mũ cọc và nội lực tại đỉnh cọc.</li> <li>- Đồng ý bổ sung</li> <li>- Đồng ý điều chỉnh</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Thống nhất với giải trình.</li> </ul>
(59)	Kết cấu phần dưới: Trụ P1	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Trong phần "Hoạt tải", số làn xe phải là 3 làn chứ không phải 4 làn như trình bày trong bảng tính. Yêu cầu kiểm tra và điều chỉnh.</li> <li>- Trong phần "Thiết kế cột trụ", tỉ lệ cốt thép không đáp ứng yêu cầu của <math>As/Ag &gt; 0.01</math>. Yêu cầu kiểm tra và điều chỉnh.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Đồng ý điều chỉnh</li> <li>- Điều 5.7.4.3 của tiêu chuẩn 22TCN 272-05 Yêu cầu về <math>As/Ag &gt; 0.007</math> đối với cầu trong vùng động đất với hệ</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Thống nhất với giải trình.</li> </ul>

STT	HẠNG MỤC	Ý KIẾN THẨM TRA (Thư số 916/VEC-KTCNMT ngày 26/03/2013)	GIẢI TRÌNH CỦA TƯ VẤN TK	THẢO LUẬN & THỐNG NHẤT
		<ul style="list-style-type: none"> <li>- Làm rõ cơ sở của phương trình q trong phần "KIỂM TRA MÓNG NÔNG/ 2. Kiểm tra sức kháng đỡ của móng nông".</li> <li>- Thiếu phần kiểm tra cốt thép mũ cọc. Vì thế Tư vấn thiết kế cần kiểm tra lại và bổ sung.</li> </ul>	<p>số gia tốc nhỏ (vùng 1).</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Công thức "qu" đã được áp dụng theo hướng dẫn thiết kế của AASHTO 1998.</li> <li>- Đồng ý bổ sung</li> </ul>	
	<u>Cầu ORB12</u>			
(60)	Kết cấu phần dưới: Mố A1	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Tỷ lệ lực dọc trục/sức kháng đỡ của trụ = <math>396/814=0.48</math>. Vì thế Tư vấn thiết kế phải kiểm tra và thay đổi sơ đồ móng trụ để có giải pháp tối ưu và tiết kiệm chi phí.</li> <li>- Trong phần "Thiết kế cọc đúc tại chỗ", theo kết quả của thẩm tra, có thể sử dụng loại 24-D28 mà vẫn phù hợp sức kháng đỡ yêu cầu và tiết kiệm chi phí. Tư vấn thiết kế phải kiểm tra và điều chỉnh.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Giảm số lượng cọc tại mố A1 là không phù hợp với kết cấu mũ cọc và nội lực tại đỉnh cọc.</li> <li>- Tập 4.2: Phần cầu (Gói thầu 6)/Cầu ORB12/.../Thiết kế cọc C.I.P&gt;</li> <li>- Thép chính với 24-D32 là phù hợp đối với nội lực cọc khoan nhồi, vấn đề này đã được làm rõ trong phần "Thiết kế cọc khoan nhồi C.I.P" với hệ số an toàn là 1.43.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Thống nhất với giải trình.</li> <li>- Thống nhất với giải trình.</li> </ul>
(61)	<u>Cầu CB12</u>			
(62)				
	<u>Cầu ORB13</u>			
(63)	Kết cấu phần dưới: Mố A1	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Trong phần "Thiết kế mũ cọc – mô hình giằng cột", cốt thép của lưới bên dưới của mũ cọc là 16D28. Nhưng trong phần "Kiểm tra cốt thép – phần mũ cọc", cốt thép này là 84-D32 với ứng suất kéo căng hoàn toàn nhỏ so với ứng suất cho phép (<math>\sigma_s = 218 \text{ MPa}</math>, <math>[\sigma] = \min(f_{sy}, 0.6f_y) = 160 \text{ MPa}</math>). Vì thế Tư vấn thiết kế phải kiểm tra và điều chỉnh.</li> <li>- Trong phần "Thiết kế cọc khoan nhồi", theo kết quả của tư vấn thẩm tra, có thể sử dụng loại 24-D28 mà vẫn phù hợp sức kháng đỡ yêu cầu và tiết kiệm chi phí. Tư vấn thiết kế phải kiểm tra và điều chỉnh.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Đồng ý điều chỉnh</li> <li>- Thép chính với 24-D32 là phù hợp đối với nội lực cọc khoan nhồi, vấn đề này đã được làm rõ trong phần bổ sung "Thiết kế cọc khoan nhồi"</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Thống nhất với giải trình.</li> </ul>

STT	HẠNG MỤC	Ý KIẾN THẨM TRA (Thư số 916/VEC-KTCNMT ngày 26/03/2013)	GIẢI TRÌNH CỦA TƯ VẤN TK	THẢO LUẬN & THỐNG NHẤT
			C.I.P".	
(64)	Kết cấu phần dưới : Trụ P1	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Trong phần "Hoạt tải", số làn xe phải là 3 làn chứ không phải 4 làn như trình bày trong bản tính. Yêu cầu kiểm tra và điều chỉnh.</li> <li>- Trong phần "Thiết kế cột trụ", tỉ lệ cốt thép không đáp ứng yêu cầu của <math>As/Ag \geq 0.01</math>. Yêu cầu kiểm tra và điều chỉnh.</li> <li>- Làm rõ cơ sở của công thức qu trong phần "KIỂM TRA MÓNG NÔNG/ 2. Kiểm tra sức kháng đỡ của móng nông".</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Đồng ý điều chỉnh</li> <li>- Điều 5.7.4.3 của tiêu chuẩn 22TCN 272-05 Yêu cầu về <math>As/Ag \geq 0.007</math> đối với cầu trong vùng động đất với hệ số gia tốc nhỏ (vùng 1).</li> <li>- Công thức "qu" đã được áp dụng theo hướng dẫn thiết kế của AASHTO 1998.</li> </ul>	- Thống nhất với giải trình.
(65)	Cầu OP11A			
(66)				
(67)	Kết cấu phần dưới : Mố A1	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Tỉ lệ lực dọc trục/sức kháng đỡ của trụ = <math>490.1/897=0.546</math>. Ví thể Tư vấn thiết kế phải kiểm tra và thay đổi sơ đồ móng trụ để có giải pháp tối ưu và thiết kiểm chi phí.</li> <li>- Trong "Thiết kế trụ đúc tại chỗ", theo kết quả của tư vấn thẩm tra, có thể sử dụng loại 24-D28 mà vẫn phù hợp sức kháng đỡ yêu cầu và tiết kiệm chi phí. Tư vấn thiết kế cần kiểm tra và điều chỉnh.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Giảm số lượng cọc tại mố A1 là không phù hợp với kết cấu mũi cọc và nội lực tại đỉnh cọc.</li> <li>- Đồng ý điều chỉnh</li> </ul>	- Thống nhất với giải trình.
(68)	Kết cấu phần dưới : Mố A2	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Tỉ lệ lực dọc trục/sức kháng đỡ của trụ = <math>392/806=0.486</math>. Ví thể Tư vấn thiết kế phải kiểm tra và thay đổi sơ đồ móng trụ để có giải pháp tối ưu và thiết kiểm chi phí.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Giảm số lượng cọc tại mố A2 là không phù hợp với kết cấu mũi cọc và nội lực tại đỉnh cọc.</li> <li>- Tập 4.2: Phần cầu (Gói thầu 6)/Cầu LRB09/.../Thiết kế cọc C.I.P&gt;</li> <li>- Thép chính với 24-D32 là phù hợp</li> </ul>	- Thống nhất với giải trình.

STT	HẠNG MỤC	Ý KIẾN THẨM TRA (Thư số 916/VEC-KTCNMT ngày 26/03/2013)	GIẢI TRÌNH CỦA TƯ VẤN TK	THẢO LUẬN & THỐNG NHẤT
		thẩm tra, có thể sử dụng loại 24-D28 mà vẫn phù hợp sức kháng đỡ yêu cầu và tiết kiệm chi phí. Tư vấn thiết kế phải kiểm tra và điều chỉnh.	đối với nội lực cọc khoan nhồi, vấn đề này đã được làm rõ trong phần "Thiết kế cọc khoan nhồi C.I.P" với hệ số an toàn là 1.319	
(69)	Kết cấu phần dưới: Trụ P1, P2	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Đối với trụ P1, tỉ lệ lực dọc trục/sức kháng đỡ của trụ = <math>475/1234=0.385</math>. Do đó Tư vấn thiết kế phải kiểm tra và thay đổi sơ đồ móng trụ để có giải pháp tối ưu và tiết kiệm chi phí.</li> <li>- Đối với trụ P2, tỉ lệ lực dọc trục/sức kháng đỡ của trụ = <math>475/916=0.518</math>. Do đó Tư vấn thiết kế phải kiểm tra và thay đổi sơ đồ móng trụ để có giải pháp tối ưu và tiết kiệm chi phí.</li> <li>- Trong "Thiết kế trụ đúc tại chỗ", theo kết quả của tư vấn thẩm tra, có thể sử dụng loại 24-D28 mà vẫn phù hợp sức kháng đỡ yêu cầu và tiết kiệm chi phí. Tư vấn thiết kế phải kiểm tra và điều chỉnh.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Đã thiết kế móng nông cho trụ P1.</li> <li>- Giảm số lượng cọc tại trụ P2 là không phù hợp với kết cấu mũi cọc và nội lực tại đỉnh cọc.</li> <li>- Đồng ý điều chỉnh</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Thống nhất với giải trình.</li> <li>- Thống nhất với giải trình.</li> </ul>
	<u>Cầu CB13</u>			
(70)				

*Handwritten signature/initials*

*Handwritten signature/initials*



***Appendix 2.12 : VEC's Decision (D/D of PKG6)***



Số: 308/QĐ-VEC

Hà Nội, ngày 09 tháng 7 năm 2013

**QUYẾT ĐỊNH**

**V/v: Phê duyệt thiết kế kỹ thuật gói thầu số 6 đoạn Km42+00 ÷ Km52+000  
Dự án xây dựng đường cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi (Giai đoạn 1)**

**TỔNG GIÁM ĐỐC**

**TỔNG CÔNG TY ĐẦU TƯ PHÁT TRIỂN ĐƯỜNG CAO TỐC VIỆT NAM**

- Căn cứ Luật xây dựng số 16/2003/QH11 ngày 26/11/2003 của Quốc hội khóa XI; Căn cứ Luật đấu thầu số 61/2005/QH11 ngày 29/11/2005 của Quốc hội khóa XI; Căn cứ luật số 38/2009/QH12 ngày 19/6/2009 của Quốc hội khóa XII về sửa đổi bổ sung một số điều của các luật liên quan đến đầu tư xây dựng cơ bản;

- Căn cứ Nghị định số 12/2009/NĐ-CP ngày 10/02/2009 của Chính phủ về quản lý dự án đầu tư xây dựng công trình; Nghị định số 83/2009/NĐ-CP ngày 15/10/2009 của Chính phủ về việc sửa đổi bổ sung một số điều của Nghị định số 12/2009/NĐ-CP;

- Căn cứ Nghị định số 15/2013/NĐ-CP ngày 06/02/2013 của Chính phủ về quản lý chất lượng công trình xây dựng;

- Căn cứ văn bản số 4341/BGTVT-CQLXD ngày 16/5/2013 của Bộ GTVT hướng dẫn tạm thời triển khai thực hiện một số nội dung Nghị định số 15/2013/NĐ-CP ngày 06/02/2013 đối với các dự án xây dựng công trình giao thông do Bộ GTVT quản lý;

- Căn cứ Quyết định số 362/QĐ-BGTVT ngày 20/02/2009 của Bộ GTVT về việc phê duyệt khung tiêu chuẩn kỹ thuật áp dụng cho Dự án xây dựng đường cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi; Quyết định số 727/QĐ-BGTVT ngày 06/4/2012 của Bộ GTVT về việc phê duyệt bổ sung khung tiêu chuẩn kỹ thuật áp dụng cho Dự án xây dựng đường cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi;

- Căn cứ Quyết định số 2656/QĐ-BGTVT ngày 10/09/2010 của Bộ GTVT về việc phê duyệt Dự án đầu tư xây dựng đường cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi;

- Căn cứ Quyết định số 1534/QĐ-BGTVT ngày 05/6/2013 của Bộ GTVT về việc phê duyệt điều chỉnh thiết kế cơ sở Dự án đầu tư xây dựng đường cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi;

- Căn cứ Văn bản số 1619/BGTVT-CQLXD ngày 09/03/2012 của Bộ giao thông vận tải về việc điều chỉnh một số nội dung liên quan đến thiết kế cơ sở, Dự án đường cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi;

- Căn cứ văn bản số 4341/BGTVT-CQLXD ngày 16/5/2013 về việc hướng dẫn tạm thời triển khai thực hiện một số nội dung của Nghị định 15/2013/NĐ-CP đối với các dự án xây dựng công trình giao thông do Bộ GTVT quản lý;

- Căn cứ Quyết định số 2149/QĐ-BGTVT ngày 29/09/2011 của Bộ GTVT về việc giao Ban QLDA85 là đơn vị quản lý thực hiện hạng mục Tư vấn thiết kế kỹ thuật cho Dự án cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi;

- Căn cứ Hợp đồng Tư vấn quản lý Dự án giữa Tổng công ty Đầu tư và Phát triển đường cao tốc Việt Nam và Ban quản lý Dự án 85 tại hợp đồng số 10/2011/HĐTV-VEC ngày 13 tháng 06 năm 2011 và phụ lục số 1.1 ngày 16/10/2011;

- Căn cứ Hợp đồng Dịch vụ Tư vấn TKKT giữa Ban QLDA85 với Liên danh Tư vấn Nippon Koei – Nippon Engineering – Chodai - Thai Engineering số 01/DD-EDDQP ngày 15 tháng 11 năm 2011;

- Căn cứ báo cáo thẩm tra ngày 25/3/2013 (lần xuất bản thứ nhất) của liên danh Tư vấn Dohwa Engineering và Korea Expressway Corporation;

- Căn cứ văn bản số 500/BQL-ĐNQN ngày 17/4/2013 về việc giải trình ý kiến thẩm tra của VEC về hồ sơ TKKT gói thầu số 6;

- Căn cứ báo cáo DQEDD-PMU85-336-13 ngày 4/6/2013 của Liên danh tư vấn thiết kế về việc giải trình ý kiến về hồ sơ TKKT gói thầu số 6;

- Căn cứ biên bản thống nhất ngày 7/6/2013 về các nội dung Hồ sơ thiết kế kỹ thuật gói thầu số 6 (Km42+00 ÷ Km52+00) Dự án đường cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi;

- Căn cứ báo cáo thẩm định số 233/BC-KTCNMT của phòng Kỹ thuật Công nghệ - Môi trường ngày 02/7/2013;

- Xét tờ trình số 849/BQL-ĐNQN ngày 22/6/2013, tờ trình số 918/BQL-ĐNQN ngày 01/7/2013 về việc trình bổ sung hạng mục xử lý nền đất yếu (thay thế tờ trình số 159/BQL-ĐNQN ngày 28/01/2013) của Ban 85 về việc xin phê duyệt thiết kế kỹ thuật gói thầu xây lắp số 6 (Đoạn tuyến Km 42+000 - Km 52+000) Dự án xây dựng đường cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi, kèm theo Hồ sơ thiết kế kỹ thuật gói thầu số 6 được Liên danh Tư vấn Nippon Koei - Nippon Engineering - Chodai - Thai Engineering lập tháng 4/2013;

- Theo đề nghị của phòng Kỹ thuật Công nghệ - Môi trường,

## **QUYẾT ĐỊNH**

**Điều 1.** Phê duyệt thiết kế kỹ thuật gói thầu số 6: Đoạn Km42+00÷Km52+00 thuộc Dự án xây dựng đường cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi (Giai đoạn 1) với các nội dung chủ yếu sau:

### **1. Địa điểm xây dựng:**

- Thuộc địa phận huyện Thăng Bình, tỉnh Quảng Nam;
- Điểm đầu: Km42+00 (tiếp giáp gói thầu số 5);
- Điểm cuối: Km52+00 (tiếp giáp gói thầu số 7);
- Tổng chiều dài phạm vi gói thầu 10.0 km.

### **2. Quy mô và tiêu chuẩn kỹ thuật:**

#### **2.1. Đường cao tốc:**

- Cấp đường đạt tiêu chuẩn đường cao tốc loại A theo tiêu chuẩn TCVN5729-97. Tốc độ thiết kế 120Km/h;
- Tần suất thiết kế  $P = 1\%$  với đường cao tốc,  $4\%$  với đường nhánh;
- Kết cấu áo đường đảm bảo cường độ yêu cầu:  $E_{yc} \geq 200\text{MPa}$ .

*π*

## **2.2. Đường gom, đường ngang:**

Đường ngang và đường gom được thiết kế với qui mô tối thiểu tương ứng với cấp đường hiện tại, phù hợp với tiêu chuẩn TCVN4054-05 và Quyết định số 315/QĐ-BGTVT ngày 23/02/2011 của Bộ Giao thông vận tải ban hành hướng dẫn lựa chọn quy mô kỹ thuật đường giao thông nông thôn phục vụ Chương trình mục tiêu Quốc gia xây dựng nông thôn mới giai đoạn 2010 - 2020.

## **2.3. Cầu:**

- Hoạt tải thiết kế : HL93;
- Tần suất lũ thiết kế:  $P = 1\%$ ;
- Cấp động đất (theo khu vực): cấp VII (theo hệ MSK 64) - TCXDVN375-2006;
- Cầu thiết kế vĩnh cửu bằng BTCT và BTCT DƯỠNG;
- Cầu trên đường cao tốc được xây dựng thành hai phần riêng theo chiều đi và về;
- Tĩnh không vượt đường ngang: Theo cấp đường ngang quy hoạch dưới cầu.

## **3. Giải pháp thiết kế:**

### **3.1. Bình diện tuyến:**

#### **3.1.1. Đường cao tốc:**

Bình diện tuyến gói thầu số 6 (giai đoạn 1) gồm có 4 đường cong trong đó có 1 đường cong  $R = 45000m$ , 1 đường cong  $R = 4900m$  và 02 đường cong  $R = 5000m$ ;

Tim tuyến trùng với tim tuyến giai đoạn hoàn chỉnh, phù hợp theo hướng tuyến của TKCS đã được duyệt.

*(Các chi tiết khác chấp thuận như hồ sơ trình duyệt)*

#### **3.1.2. Đường ngang và đường gom:**

Trong phạm vi gói thầu xây dựng có 18 vị trí đường ngang và 28 đoạn đường gom, được bố trí đảm bảo thuận lợi cho dân sinh dọc tuyến;

Vị trí của đường ngang được xác định dựa trên hướng tuyến của đường ngang, chiều cao đất đắp của đường cao tốc và góc giao cắt giữa đường ngang và đường cao tốc;

Vị trí đường gom được xác định phụ thuộc vào khoảng cách từ tim đường gom đến tim đường cao tốc (thay đổi tùy theo chiều cao đắp của đường cao tốc).

*(Các chi tiết khác như hồ sơ trình duyệt).*

### **3.2. Trắc dọc:**

- Trắc dọc đường cao tốc: Thiết kế đảm bảo vai đường cao hơn mực nước thiết kế H1% ít nhất 50cm và thỏa mãn các điểm khống chế tại các điểm cầu, cống dân sinh;

- Trắc dọc đường ngang và đường gom: Thiết kế đảm bảo giao thông thuận lợi và theo đúng quy định.

*(Các chi tiết khác như hồ sơ trình duyệt).*

### **3.3. Trắc ngang:**

- Kích thước mặt cắt ngang đường cao tốc bao gồm:

- + Bề: 25.5m;
- + 04 làn xe cơ giới:  $4 \times 3.75 = 15\text{m}$ ;
- + 01 giải phân cách giữa:  $1 \times 1.5\text{m} = 1.5\text{m}$ ;
- + 02 giải dừng xe khẩn cấp:  $2 \times 3\text{m} = 6\text{m}$ ;
- + 02 giải an toàn:  $2 \times 0.75 = 1.5\text{m}$ ;
- + 02 lề đất:  $2 \times 0.75\text{m} = 1.5\text{m}$ .
- Độ dốc ngang mặt đường:
- + Tuyến chính: imặt = 2%, lề đất i = 6%, isc-max = 7%;
- + Đường ngang và đường gom: imặt = 3%, lề đất i = 4%.

(Các chi tiết khác như hồ sơ trình duyệt).

### 3.4. Nền đường:

#### 3.4.1. Nền đường thông thường:

- Nền đường được đắp bằng đất đảm bảo độ chặt yêu cầu  $K \geq 0.95$ ;
- Lớp đỉnh nền dưới đáy áo đường được đắp bằng vật liệu đất chọn lọc, đảm bảo độ chặt tối thiểu  $K \geq 0.98$  với chiều dày 30cm;
- Trên các đoạn nền đào, đắp thông thường có chiều cao  $10\text{m} < h \leq 12\text{m}$  được thiết kế chia cấp với chiều cao một cấp 6m, bề rộng cấp 2m;
- Mái taluy:
- Độ dốc mái ta tuy nền đắp 1:2, được trồng cỏ để bảo vệ;

Tại đoạn nền đắp thường xuyên ngập lụt, mái ta luy được gia cố bằng đá hộc xây vữa xi măng C10 dày 30cm, lót lớp đá dăm đệm dày 10 cm.

#### 3.4.2. Xử lý nền đất yếu:

#### Phân đoạn các biện pháp xử lý nền đất yếu áp dụng

TT	Lý trình	Chiều dài (m)	Chiều cao nền đắp H đắp (m)	Biện pháp xử lý	Chiều cao gia tải trước (m)	Chiều dày lớp đất yếu (m)	Chiều sâu xử lý (m)	Khoảng cách (m)
1	Km42+000 - Km43+618	1618	4.2	Đắp bình thường				
2	Km43+618 - Km43+645	27	7.2	Gia tải, chờ lún	1.21	5.4		
3	Km43+666 - Km43+692	26	7.5	Gia tải, chờ lún	1.21	5.4		
4	Km43+692 - Km45+800	2108		Đắp bình thường				
5	Km45+800 - Km45+826	26	7.6	Gia tải, chờ lún	1.21	5.5		
6	Km45+826 - Km45+862	36	9.5	PVD	1.21	5.5	5.5	1.0
7	Km45+870 - Km46+040	170		Đắp bình thường				
8	Km46+040 - Km46+142	102	7.5	Gia tải, chờ lún	1.21	7.0		
9	Km46+142 - Km46+206	64	7.0	Gia tải, chờ lún	1.21	7.0		

10	Km46+206 - Km48+900	2694	6.2	Đắp bình thường				
11	Km48+900 - Km49+020	120	6.3	Gia tải, chờ lún	1.21	10.0		
12	Km49+020 - Km49+060	40	6.1	PVD	1.21	10.0	10.0	1.2
13	Km49+060 - Km50+700	1640		Đắp bình thường				
14	Km50+700 - Km50+810	110	7.3	Gia tải, chờ lún	1.21	6.0		
15	Km50+810 - Km52+000	1190		Đắp bình thường				
Tổng chiều dài các đoạn xử lý bằng bắc thấm (PVD)					76			
Tổng chiều dài các đoạn xử lý bằng gia tải, chờ lún					475			
Tổng chiều dài xử lý đất yếu (m)					551			
Tổng chiều dài các đoạn không xử lý đất yếu (m)					9420			

- Lớp đệm cát hạt trung có chiều dày 50cm (theo quy định của quy trình 22TCN 262-2000), lớp bù lún phía dưới sử dụng vật liệu cùng tiêu chuẩn với vật liệu đắp nền đường.

- Tại những đoạn xử lý nền đất yếu bố trí hệ thống quan trắc theo đúng quy trình khảo sát thiết kế nền đường ô tô đắp trên đất yếu 22TCN 262-2000.

- Đường gom không xử lý nền đất yếu bằng biện pháp bắc thấm hoặc giếng cát.

(Các chi tiết khác như hồ sơ trình duyệt).

### 3.5. Kết cấu áo đường:

3.5.1 Kết cấu mặt đường cao tốc tại các vị trí nền đắp và nền đào đất đảm bảo  $E_{yc} \geq 200\text{MPa}$ , gồm các lớp từ trên xuống dưới như sau:

- + Bê tông nhựa tạo nhám dày 3cm;
- + Lớp nhựa dính bám 0.5Kg/m<sup>2</sup>;
- + Bê tông nhựa hạt mịn dày 5cm;
- + Lớp nhựa dính bám 0.5kg/m<sup>2</sup>;
- + Bê tông nhựa hạt trung dày 8cm;
- + Lớp nhựa thấm bám 1.0kg/m<sup>2</sup>;
- + Đá dăm gia cố 5% xi măng (CTB) dày 15cm;
- + Cấp phối đá dăm loại I dày 30 cm;
- + Cấp phối đá dăm loại II dày 30 cm;
- + Lớp đáy móng bằng đất chọn lọc đầm chặt  $K \geq 0.98$  dày 30cm.

3.5.2 Kết cấu mặt đường cao tốc tại các đoạn nền đường đắp trên đất yếu, gồm các lớp từ trên xuống dưới như sau:

- + Bê tông nhựa tạo nhám dày 3cm;
- + Lớp nhựa dính bám 0.5Kg/m<sup>2</sup>;
- + Bê tông nhựa hạt mịn dày 5cm;
- + Lớp nhựa dính bám 0.5kg/m<sup>2</sup>;

- + Bê tông nhựa hạt trung dày 8cm;
- + Lớp nhựa dính bám 0.5kg/m<sup>2</sup>;
- + Đá dăm đen (ATB) dày 10cm;
- + Lớp nhựa thấm bám 1.0kg/m<sup>2</sup>;
- + Cấp phối đá dăm loại I dày 30 cm;
- + Cấp phối đá dăm loại II dày 35 cm;
- + Lớp đáy móng bằng đất chọn lọc đầm chặt  $K \geq 0.98$  dày 30cm.

3.5.3 Kết cấu mặt đường đường ngang, đường gom bao gồm các lớp từ trên xuống dưới như sau:

- Mặt đường láng nhựa (Kết cấu 1):
  - + Đá dăm láng nhựa 3kg/m<sup>2</sup>;
  - + Cấp phối đá dăm loại I dày 18cm.
- Mặt đường bê tông xi măng (Kết cấu 2):
  - + Bê tông xi măng C20 dày 18cm;
  - + Cát đầm chặt dày 12cm.

3.5.4 Kết cấu mặt đường trên cầu bao gồm các lớp từ trên xuống dưới như sau:

- Đối với cầu trên chính tuyến:
  - + Bê tông nhựa tạo nhám, dày 3cm;
  - + Lớp nhựa dính bám 0.5kg/m<sup>2</sup>;
  - + Bê tông nhựa hạt mịn 5cm;
  - + Lớp nhựa dính bám 0.5kg/m<sup>2</sup>;
  - + Lớp phòng nước.
- Đối với cầu trên đường ngang vượt đường cao tốc:
  - + Bê tông nhựa hạt trung dày 7cm;
  - + Lớp nhựa dính bám 0.5kg/m<sup>2</sup>;
  - + Lớp phòng nước.

*(Các chi tiết khác như hồ sơ trình duyệt).*

### **3.6. Công trình thoát nước:**

- Hệ thống cống thoát nước ngang đường cao tốc bao gồm các loại:
  - + Cống tròn đường kính 1.5m;
  - + Cống hộp bằng BTCT đổ tại chỗ kích thước BxH: (1.5x1.5)m; (2.0x2.0)m; (2.5x2.5)m; (3x3)m; 2x(1.5x1.5)m; 2x(2.5x2.5)m; 2x(3.0x3.0)m;
- Hệ thống cống thoát nước ngang bố trí trên đường gom, đường nhánh, đường ngang bao gồm các loại:
  - + Cống tròn đường kính D0.75m; 2D0.75m; 3D0.75m; D1.5m;



+ Cổng hộp kích thước BxH: 0.75x0.75m.

- Các kết cấu chính loại cổng tròn:

+ Ống cổng bằng bê tông cốt thép đúc sẵn cấp C25, khối đế móng bằng bê tông đúc sẵn cấp C15 đặt trên lớp đá dăm đệm dày 10cm;

+ Tường đầu, tường cánh bằng bê tông cấp C20;

+ Mái ta luy đường tại vị trí đầu cổng được gia cố bằng đá hộc xây vữa xi măng C10 dày 30cm, đặt trên lớp móng đá dăm đệm dày 10cm.

- Các kết cấu chính loại cổng hộp:

+ Thân cổng bằng bê tông cốt thép đổ tại chỗ cấp C25;

+ Cổng đặt trên lớp móng đá dăm đệm dày 10cm và bê tông đệm dày 10cm cấp C10;

+ Tường đầu, tường cánh bằng bê tông đổ tại chỗ cấp C20;

+ Thượng, hạ lưu cổng và mái ta luy đường tại vị trí đầu cổng được gia cố bằng đá hộc xây vữa xi măng C10 dày 30cm, đặt trên lớp móng đá dăm đệm dày 10cm.

- Hệ thống thu nước mặt đường (không cho chảy tràn lên taluy):

Tại mép ngoài làn dừng xe khẩn cấp bố trí vỉa asphalt cao 12cm ngăn nước, hướng nước trên mặt đường chảy theo dọc tuyến được thu về các dốc nước xuống chân nền đường đắp. Dốc nước được cấu tạo bằng đá hộc xây vữa xi măng C10, đặt trên lớp móng đá dăm đệm 10cm.

- Hệ thống rãnh biên và rãnh thấm:

+ Được bố trí tại chân taluy nền đào, phía bên ngoài lề đường. Dạng hình chữ U có nắp đậy. Nắp đậy và thân rãnh được cấu tạo bằng bê tông cốt thép cấp C20;

+ Bên dưới đáy rãnh biên bố trí hệ thống rãnh thấm. Rãnh thấm có kích thước (sâu 1m, rộng 0.5m), đáy bố trí ống nhựa PVC có đục lỗ và bọc vải địa kỹ thuật, bên trên lấp đầy bằng đá dăm.

- Hệ thống mương cải: Tại các vị trí đường cao tốc cắt qua mương thủy lợi của địa phương, bố trí các đoạn cải mương để đảm bảo hệ thống tưới tiêu hoạt động bình thường.

*(Số lượng, vị trí, cấu tạo và các chi tiết khác như hồ sơ trình duyệt).*

### **3.7. Cổng dân sinh:**

Bố trí 11 cổng dân sinh các loại bằng BTCT, với các kích thước BxH: 2x(4.5x4.5)m; 5.5x4.0m; 5.0x3.5m; 4.0x3.0m; 3.0x3.0m phù hợp với bề rộng đường hiện tại và quy hoạch của địa phương;

Kết cấu thân cổng, tường đầu, tường cánh, bản quá độ bằng BTCT cấp C25, đặt trên lớp móng bằng BTXM cấp C10 và lớp đá dăm đệm.

*(Các chi tiết khác như hồ sơ trình duyệt).*

### **3.8. Công trình cầu:**

Toàn bộ gói thầu có 09 công trình cầu, trong đó:

- Cầu vượt sông, vượt kênh: 07 cầu;

- Cầu vượt đường ngang: 02 cầu.

### 3.8.1 Sơ đồ nhịp và móng trụ:

T T	Tên cầu	Kết cấu		
	-Lý trình	Kết cấu nhịp	Mố trụ	Móng
I	Cầu vượt sông (ORB, LRB) và vượt kênh (CB):			
1	Tên cầu: CB11 Lý trình: Km43+655.00	Dầm I27 bằng BTCT DƯL, Sơ đồ nhịp:1x27m.	Mố cầu bằng BTCT.	Móng cọc khoan nhồi bằng BTCT: D=1000.
2	Tên cầu: ORB11 Lý trình: Km44+440.00	Dầm I24 bằng BTCT DƯL, Sơ đồ nhịp:2x24m.	Mố, trụ cầu bằng BTCT.	Mố cầu móng cọc khoan nhồi bằng BTCT: D=1000, trụ cầu móng nông.
3	Tên cầu: ORB12 Lý trình: Km45+438.00	Dầm I30 bằng BTCT DƯL, Sơ đồ nhịp:1x30m.	Mố cầu bằng BTCT.	Móng cọc khoan nhồi bằng BTCT: D=1000.
4	Tên cầu: CB12 Lý trình Km45+540.00	Dầm I27 bằng BTCT DƯL, Sơ đồ nhịp: 1x27m.	Mố cầu bằng BTCT.	Móng cọc khoan nhồi bằng BTCT: D=1000.
5	Tên cầu: ORB13 Lý trình: Km45+884.50	Dầm I27 bằng BTCT DƯL, Sơ đồ nhịp:2x27m.	Mố, trụ cầu bằng BTCT.	Mố cầu móng cọc khoan nhồi bằng BTCT: D=1200, trụ cầu móng nông.
6	Tên cầu: LRB09 Lý trình: Km47+910.75	Dầm I33 bằng BTCT DƯL, Sơ đồ nhịp:3x33m.	Mố, trụ cầu bằng BTCT.	Mố cầu và trụ P2 móng cọc khoan nhồi bằng BTCT: D=1000, trụ P1 móng nông.
7	Tên cầu: CB13 Lý trình: Km48+390.30	Dầm I27 bằng BTCT DƯL, Sơ đồ nhịp:1x27m.	Mố cầu bằng BTCT.	Móng cọc khoan nhồi bằng BTCT: D=1000.
II	Cầu vượt đường ngang (OP):			
1	Tên cầu: OP11 Lý trình: Km42+723.00	Dầm I21 bằng BTCT DƯL Sơ đồ nhịp: 1x21m.	Mố cầu bằng BTCT.	Móng cọc khoan nhồi bằng BTCT: D=1200.
2	Tên cầu: OP11a Lý trình: Km47+135.80	Dầm I21 bằng BTCT DƯL, Sơ đồ nhịp:1x21m.	Mố cầu bằng BTCT.	Móng cọc khoan nhồi bằng BTCT: D=1000.

Cường độ Bê tông các kết cấu chính của cầu (mẫu hình trụ):

- + Dầm I BTCT DUL :  $f_c = 45\text{MPa}$ ;
- + Bản mặt cầu, dầm ngang:  $f_c = 35\text{MPa}$ ;
- + Mố, trụ, cọc khoan nhồi, tấm bê tông đúc sẵn cho các loại dầm I:  $f_c = 30\text{MPa}$ ;
- + Bê tông tạo phẳng :  $f_c = 10\text{MPa}$ .

### 3.8.2 Các hạng mục khác của cầu:

- Bản quá độ bằng BTCT có  $f_c=25\text{MPa}$  đổ tại chỗ trên lớp bê tông đệm dày 10cm. Sau lưng tường mố đắp vật liệu dạng hạt, độ chặt  $K \geq 0.98$ ;

- Tứ nón mố được đắp bằng vật liệu phù hợp với độ chặt  $K \geq 0.95$ , mái dốc tứ nón mố được ốp đá hộc xây vữa xi măng C10 dày 30cm, chân tứ nón bằng đá hộc xây vữa xi

măng C10;

- Gờ lan can, chân cột đèn bằng BTCT có  $f'c=25\text{MPa}$  đúc sẵn, có đặt ống chờ cho hệ thống dây điện;

- Dải phân cách giữa bằng BTCT có  $f'c=25\text{MPa}$  đúc sẵn;

- Gối cầu dùng gối cao su cốt bản thép;

- Khe co giãn dùng khe thép dạng răng lược;

- Thoát nước trên cầu: Phễu thu bằng kim loại, ống thoát nước bằng nhựa PVC.

*(Các chi tiết khác như hồ sơ trình duyệt).*

### **3.9. Dải phân cách giữa:**

Dải phân cách giữa sử dụng loại phân cách cứng “New Jersey” bằng bê tông cốt thép lắp ghép có cường độ  $f'c=25\text{MPa}$ . Hiện tại trong phạm vi gói thầu chỉ bố trí bu lông chờ để lắp đặt tấm chống lóa.

*(Các chi tiết khác như hồ sơ trình duyệt).*

### **3.10. Hệ thống điện chiếu sáng, an toàn giao thông (tôn lượn sóng, biển báo, sơn kẻ đường, tấm chống lóa...):**

- Các hạng mục: Móng cột điện, lắp đặt ống PVC và ống thép chờ cho Hệ thống điện và chiếu sáng thuộc phạm vi gói thầu số 6.

- Các hạng mục khác thuộc phạm vi gói thầu số 14.

*(Các chi tiết khác như hồ sơ trình duyệt).*

### **3.11. Hệ thống giao thông thông minh (ITS) và trạm thu phí:**

- Các hạng mục: Lắp đặt ống PVC và ống thép cho Hệ thống thông tin liên lạc, hồ kỹ thuật, hộp kỹ thuật, các công tác xây lắp cần thiết khác cho việc lắp đặt ITS thuộc phạm vi gói thầu số 6.

- Các hạng mục khác thuộc phạm vi gói thầu số 13.

*(Các chi tiết khác như hồ sơ trình duyệt).*

**Điều 2:** Ban Quản lý dự án 85 chỉ đạo Tư vấn chỉnh sửa hồ sơ thiết kế kỹ thuật theo các nội dung duyệt trên và lưu ý hoàn thiện các tồn tại khi triển khai các công việc tiếp theo như sau:

- Hoàn chỉnh hồ sơ thiết kế kỹ thuật gói thầu số 6 theo nội dung tại Điều 1; Báo cáo Thẩm định số 233/BC-KTCNMT ngày 02/7/2013 của phòng Kỹ thuật Công nghệ Môi trường; Biên bản ngày 7/6/2013 về việc thống nhất các nội dung Hồ sơ thiết kế kỹ thuật gói thầu số 6 (Km42+00-Km52+00); Báo cáo giải trình DQEDD-PMU85-336-13 ngày 4/6/2013 của Liên danh tư vấn thiết kế về việc giải trình ý kiến thẩm tra;

- Tư vấn cần nộp đầy đủ các bản kiểm toán kết cấu các công trình (xử lý ổn định mái dốc, ổn định nền đường, kết cấu mặt đường...) cùng với hồ sơ sau khi chỉnh sửa;

- Tính toán chuẩn xác khối lượng các hạng mục thuộc gói thầu để phục vụ công tác lập dự toán, tiên lượng mời thầu;

✍

- Chiều dài cọc khoan nhồi trong hồ sơ thiết kế là dự kiến, chiều dài chính thức sẽ quyết định sau khi có kết quả khoan cọc ngoài hiện trường;

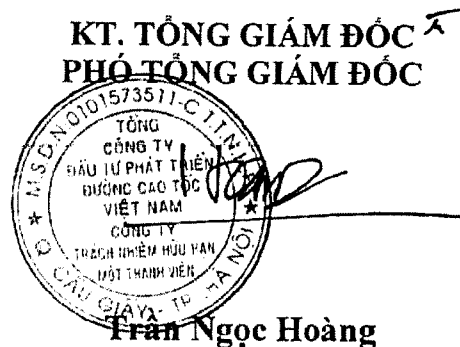
- Trong giai đoạn thiết kế BVTC, trường hợp cần thiết có thể bổ sung số liệu khảo sát địa chất để điều chỉnh giải pháp xử lý nền đường đảm bảo khả năng chịu lực và độ ổn định của công trình. Theo dõi kết quả quan trắc lún trong thi công để bổ sung, điều chỉnh chiều cao gia tải, thời gian lưu tải cho phù hợp để đáp ứng tiến độ thi công và chuẩn xác khối lượng bù lún thực tế. Phải căn cứ vào mức độ cố kết của nền đường sau mố để quyết định thời điểm thi công mố đảm bảo ổn định trượt sâu.

- Vị trí, góc giao, cao độ đặt cống sẽ được quyết định sau khi có kết quả khảo sát địa hình trong bước thiết kế BVTC để phù hợp với quy hoạch thoát nước, điều kiện thủy văn, địa hình, địa chất và lưu ý đến các giải pháp cụ thể để đảm bảo thoát nước sau cống.

**Điều 3:** Các ông/bà Trưởng phòng Kỹ thuật Công nghệ - Môi trường, Kế hoạch đầu tư, Tài chính kế toán, Quản lý đấu thầu, Thẩm định, Giám đốc ban điều phối dự án đường cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi, Tổng giám đốc Ban Quản lý dự án 85, Tổng giám đốc Ban Quản lý dự án 1 và Thủ trưởng các đơn vị có liên quan chịu trách nhiệm thi hành Quyết định này./.

**Nơi nhận:**

- Bộ GTVT;
  - Bộ Tài chính;
  - Ngân hàng Nhà nước VN;
  - WB;
  - JICA;
  - UBND tỉnh Quảng Nam;
  - HĐTV VEC;
  - Chủ tịch HĐTV VEC;
  - Tổng giám đốc VEC;
  - Như điều 3;
  - Liên danh Tư vấn thiết kế(t/h);
  - Liên danh Tư vấn thẩm tra(t/h);
  - Lưu: VT.
- (báo cáo)



TỔNG CÔNG TY ĐẦU TƯ PHÁT TRIỂN  
ĐƯỜNG CAO TỐC VIỆT NAM  
PHÒNG KỸ THUẬT  
CÔNG NGHỆ - MÔI TRƯỜNG

CỘNG HÒA XÃ HỘI CHỦ NGHĨA VIỆT NAM  
Độc lập - Tự do - Hạnh phúc

Số: 233 /BC-KTCNMT

Hà Nội, ngày 2 tháng 7 năm 2013

### **BÁO CÁO THẨM ĐỊNH**

**Hồ sơ thiết kế kỹ thuật gói thầu xây lắp số 6 ( Km42+00-Km52+00)  
Dự án xây dựng đường cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi.**

Kính gửi: Lãnh đạo Tổng công ty đầu tư phát triển đường cao tốc Việt Nam .

Căn cứ Luật xây dựng số 16/2003/QH11 ngày 26/11/2003 của Quốc hội khóa XI; Căn cứ Luật đấu thầu số 61/2005/QH11 ngày 29/11/2005 của Quốc hội khóa XI; Căn cứ luật số 38/2009/QH12 ngày 19/6/2009 của Quốc hội khóa XII về sửa đổi bổ sung một số điều của các luật liên quan đến đầu tư xây dựng cơ bản;

Căn cứ Nghị định số 12/2009/NĐ-CP ngày 10/02/2009 của Chính phủ về quản lý dự án đầu tư xây dựng công trình; Nghị định số 83/2009/NĐ-CP ngày 15/10/2009 của Chính phủ về việc sửa đổi bổ sung một số điều của Nghị định số 12/2009/NĐ-CP;

Căn cứ Nghị định số 15/2013/NĐ-CP ngày 06/02/2013 của Chính phủ về quản lý chất lượng công trình xây dựng;

Căn cứ văn bản số 4341/BGTVT-CQLXD ngày 16/5/2013 của Bộ GTVT hướng dẫn tạm thời triển khai thực hiện một số nội dung Nghị định số 15/2013/NĐ-CP ngày 06/02/2013 đối với các dự án xây dựng công trình giao thông do Bộ GTVT quản lý;

Căn cứ Quyết định số 362/QĐ-BGTVT ngày 20/02/2009 của Bộ GTVT về việc phê duyệt khung tiêu chuẩn kỹ thuật áp dụng cho Dự án xây dựng đường cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi; Quyết định số 727/QĐ-BGTVT ngày 06/4/2012 của Bộ GTVT về việc phê duyệt bổ sung khung tiêu chuẩn kỹ thuật áp dụng cho Dự án xây dựng đường cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi;

Căn cứ Quyết định số 2656/QĐ-BGTVT ngày 10/09/2010 của Bộ GTVT về việc phê duyệt Dự án đầu tư xây dựng đường cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi;

Căn cứ Quyết định số 1534/QĐ-BGTVT ngày 05/6/2013 của Bộ GTVT về việc phê duyệt điều chỉnh thiết kế cơ sở Dự án đầu tư xây dựng đường cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi;

Căn cứ Văn bản số 1619/BGTVT-CQLXD ngày 09/03/2012 của Bộ giao thông vận tải về việc điều chỉnh một số nội dung liên quan đến thiết kế cơ sở, Dự án đường cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi;

- Căn cứ văn bản số 4341/BGTVT-CQLXD ngày 16/5/2013 về việc hướng dẫn tạm thời triển khai thực hiện một số nội dung của Nghị định 15/2013/NĐ-CP đối với các dự án xây dựng công trình giao thông do Bộ GTVT quản lý;

Căn cứ Quyết định số 2149/QĐ-BGTVT ngày 29/09/2011 của Bộ GTVT về việc giao Ban QLDA85 là đơn vị quản lý thực hiện hạng mục Tư vấn thiết kế kỹ thuật cho Dự án cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi;

Căn cứ Hợp đồng Tư vấn quản lý Dự án giữa Tổng công ty Đầu tư và Phát triển đường cao tốc Việt Nam và Ban quản lý Dự án 85 tại hợp đồng số 10/2011/HĐTV-VEC ngày 13 tháng 06 năm 2011 và phụ lục số 1.1 ngày 16/10/2011;

Căn cứ Hợp đồng Dịch vụ Tư vấn TKKT giữa Ban QLDA85 với Liên danh Tư vấn Nippon Koei - Nippon Engineering - Chodai - Thai Engineering số 01/DD-EDDQP ngày 15 tháng 11 năm 2011;

Căn cứ báo cáo thẩm tra ngày 25/3/2013 (lần xuất bản thứ nhất) của liên danh Tư vấn Dohwa Engineering và Korea Expressway Corporation;

Căn cứ văn bản số 500/BQL-ĐNQN ngày 17/4/2013 về việc giải trình ý kiến thẩm tra của VEC về hồ sơ TKKT gói thầu 6;

Căn cứ báo cáo DQEDD-PMU85-336-13 ngày 4/6/2013 của Liên danh tư vấn thiết kế về việc giải trình ý kiến về hồ sơ TKKT gói thầu số 6;

Căn cứ biên bản thống nhất ngày 7/6/2013 về các nội dung Hồ sơ thiết kế kỹ thuật gói thầu số 6 (Km42+00 ÷ Km52+00) Dự án đường cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi;

Căn cứ số 849/BQL-ĐNQN ngày 22/6/2013; tờ trình số 918/BQL-ĐNQN ngày 01/7/2013 về việc trình bổ sung hạng mục xử lý nền đất yếu (thay thế tờ trình số 159/BQL-ĐNQN ngày 28/01/2013) của Ban 85 về việc xin phê duyệt thiết kế kỹ thuật gói thầu xây lắp số 6 (Đoạn tuyến Km 42+000 - Km 52+000) Dự án xây dựng đường cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi, kèm theo Hồ sơ thiết kế kỹ thuật gói thầu 6 được Liên danh Tư vấn Nippon Koei - Nippon Engineering - Chodai - Thai Engineering lập;

Sau khi xem xét phòng Kỹ thuật công nghệ môi trường xin báo cáo kết quả thẩm định Hồ sơ thiết kế kỹ thuật gói thầu số 6 thuộc Dự án đường cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi với các nội dung như sau:

## **I. THÀNH PHẦN HỒ SƠ THIẾT KẾ:**

Thành phần hồ sơ bao gồm:

- Báo cáo khảo sát địa hình, địa chất thủy văn;
- Thuyết minh chính phần đường;
- Bản vẽ phần đường;
- Báo cáo khối lượng phần đường;
- Bản vẽ mặt cắt ngang chi tiết;
- Báo cáo tính toán kết cấu cống hộp;
- Thuyết minh chính phần cầu;
- Báo cáo khối lượng phần cầu;
- Bản vẽ phần cầu;
- Hồ sơ tính toán kết cấu phần cầu.

## **II. TÓM TẮT NỘI DUNG HỒ SƠ VÀ PHẠM VI CÔNG VIỆC CHÍNH**

### **A. Vị trí, phạm vi công việc:**

### **1. Vị trí:**

- Điểm đầu: Km42+000 (tiếp giáp gói thầu số 5) thuộc xã Bình Quý, huyện Thăng Bình, tỉnh Quảng Nam.
- Điểm cuối: Km52+000 (tiếp giáp gói thầu số 7) thuộc xã Bình An, huyện Thăng Bình, tỉnh Quảng Nam.
- Tổng chiều dài phạm vi gói thầu 10,0 km.

### **2. Phạm vi công việc của gói thầu: Bao gồm các hạng mục chính sau:**

- Xây dựng đường cao tốc cấp 120 với quy mô nền đường  $B_{nền}=25,5m$ , chiều dài 10,0km;
- Xây dựng 28 đoạn đường gom dân sinh;
- Xây dựng 18 vị trí đường ngang;
- Xây dựng 9 công trình cầu trên đường cao tốc, trong đó gồm: 7 cầu vượt sông, kênh và 2 cầu vượt đường ngang;
- Xây dựng 11 cống chui dân sinh, bao gồm các loại bằng BTCT. Tính không các cống  $B \times H = 2 \times (4.5 \times 4.5)m; 5.5 \times 4.0m; 5.0 \times 3.5m; 4.0 \times 3.0m; 3.0 \times 3.0m$ ;
- Xây dựng hệ thống cống ngang các loại để thoát nước ngang đường gồm: Cống tròn đường kính  $D1.5m$ , cống hộp bằng BTCT đổ tại chỗ kích thước  $B \times H = (1,5 \div 3) \times (1,5 \div 2,5)m$ ;
- Xây dựng hoàn chỉnh hệ thống thoát nước dọc, cải mương và công trình phụ trợ.

### **B. Quy mô, tiêu chuẩn kỹ thuật:**

#### **1. Tiêu chuẩn kỹ thuật:**

Khung tiêu chuẩn áp dụng cho đường cao tốc ĐNQN tại quyết định số 362/QĐ-BGTVT ngày 20/02/2009; Quyết định số 727/QĐ-BGTVT ngày 06/4/2012, Quyết định số 994/QĐ-BGTVT ngày 17/4/2013 về “Phê duyệt bổ sung danh mục tiêu chuẩn kỹ thuật áp dụng cho dự án đầu tư xây dựng đường cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi và tham khảo các tiêu chuẩn AASHTO liên quan (Nguyên tắc thiết kế hình học cho đường ô tô và đường phố, 2011) hoặc JRSO (pháp lệnh kết cấu đường ô tô Nhật Bản) hoặc các tiêu chuẩn liên quan khác trong trường hợp tiêu chuẩn Việt Nam không quy định.

#### **2. Quy mô:**

##### **2.1. Đường cao tốc:**

- Cấp đường đạt tiêu chuẩn đường cao tốc loại A theo tiêu chuẩn TCVN5729-97. Tốc độ thiết kế 120Km/h;
- Tần suất thiết kế  $P = 1\%$  với đường cao tốc, 4% với đường nhánh;
- Kết cấu áo đường đảm bảo cường độ yêu cầu:  $E_{yc} \geq 200MPa$ .

##### **2.2. Đường gom:**

Đường ngang và đường gom được thiết kế với qui mô tối thiểu tương ứng với cấp đường hiện tại, phù hợp với tiêu chuẩn TCVN4054-05 và Quyết định số 315/QĐ-BGTVT ngày 23/02/2011 của Bộ Giao thông vận tải ban hành hướng dẫn lựa chọn quy mô kỹ thuật đường giao thông nông thôn phục vụ Chương trình mục tiêu Quốc gia xây dựng nông thôn mới giai đoạn 2010 - 2020.

### 2.3. Cầu:

- Hoạt tải thiết kế: HL93;
- Tần suất lũ thiết kế:  $P = 1\%$ ;
- Cấp động đất (theo khu vực): cấp VII (theo hệ MSK 64) - TCVN375-2006;
- Cầu thiết kế vĩnh cửu bằng BTCT và BTCT DUL;
- Cầu trên đường cao tốc được xây dựng thành hai phần riêng theo chiều đi và về;
- Tính không vượt đường ngang: Theo cấp đường ngang quy hoạch dưới cầu.

### C. Giải pháp thiết kế:

#### 1. Phần đường chính tuyến :

##### 1.1. Bình diện tuyến:

###### 1.1.1 Đường cao tốc:

Bình diện tuyến gói thầu số 6 (giai đoạn 1) gồm có 4 đường cong trong đó có 1 đường cong  $R = 45000m$ , 1 đường cong  $R = 4900m$  và 02 đường cong  $R = 5000m$ ;

Tim tuyến trùng với tim tuyến giai đoạn hoàn chỉnh, phù hợp theo hướng tuyến của TKCS đã được duyệt.

*(Các chi tiết khác như hồ sơ trình duyệt)*

###### 1.1.2 Đường ngang và đường gom:

Trong phạm vi gói thầu xây dựng có 18 vị trí đường ngang và 28 đoạn đường gom được bố trí đảm bảo thuận lợi cho dân sinh dọc tuyến;

Vị trí của đường ngang được xác định dựa trên hướng tuyến của đường ngang, chiều cao đất đắp của đường cao tốc và góc giao cắt giữa đường ngang và đường cao tốc;

Vị trí đường gom được xác định phụ thuộc vào khoảng cách từ tim đường gom đến tim đường cao tốc (thay đổi tùy theo chiều cao đắp của đường cao tốc).

*(Các chi tiết khác như hồ sơ trình duyệt).*

##### 1.2. Mặt cắt dọc:

- Trắc dọc đường cao tốc: Thiết kế đảm bảo vai đường cao hơn mực nước thiết kế H1% ít nhất 50cm và thỏa mãn các điểm khống chế tại các điểm cầu, cống dân sinh;

- Trắc dọc đường ngang và đường gom: Thiết kế đảm bảo giao thông thuận lợi và theo đúng quy định.

*(Các chi tiết khác như hồ sơ trình duyệt).*

##### 1.3. Mặt cắt ngang đường và độ dốc ngang:

- Kích thước mặt cắt ngang đường cao tốc bao gồm:

- + Bề rộng: 25.5m;
- + 04 làn xe cơ giới:  $4 \times 3.75 = 15m$ ;
- + 01 giải phân cách giữa:  $1 \times 1.5m = 1.5m$ ;
- + 02 giải dừng xe khẩn cấp:  $2 \times 3m = 6m$ ;
- + 02 giải an toàn:  $2 \times 0.75 = 1.5m$ ;



- + 02 lề đất:  $2 \times 0.75\text{m} = 1.5\text{m}$ .
- Độ dốc ngang mặt đường:
- + Tuyến chính:  $i_{\text{mặt}} = 2\%$ ,  $i_{\text{lề đất}} = 6\%$ ,  $i_{\text{sc-max}} = 7\%$ ;
- + Đường ngang và đường gom:  $i_{\text{mặt}} = 3\%$ ,  $i_{\text{lề đất}} = 4\%$ .  
(Các chi tiết khác như hồ sơ trình duyệt).

#### 1.4. Nền đường:

##### 1.4.1 Nền đường thông thường:

- Nền đường được đắp bằng đất đảm bảo độ chặt yêu cầu  $K \geq 0.95$ ;
- Lớp đỉnh nền dưới đáy áo đường được đắp bằng vật liệu đất chọn lọc, đảm bảo độ chặt tối thiểu  $K \geq 0.98$  với chiều dày 30cm;
- Trên các đoạn nền đào, đắp thông thường có chiều cao  $10\text{m} < h \leq 12\text{m}$  được thiết kế chia cấp với chiều cao một cấp 6m, bề rộng cấp 2m;

- Mái taluy:

Độ dốc mái ta tuy nền đắp 1:2, được trồng cỏ để bảo vệ;

Tại đoạn nền đắp thường xuyên ngập lụt, mái ta luy được gia cố bằng đá hộc xây vữa xi măng C10 dày 30cm, lót lớp đá dăm đệm dày 10 cm.

##### 1.4.2. Nền đường đắp trên đất yếu:

#### Phân đoạn các biện pháp xử lý nền đất yếu áp dụng

TT	Lý trình	Chiều dài (m)	Chiều cao nền đắp H (m)	Biện pháp xử lý	Chiều cao gia tải trước (m)	Chiều dày lớp đất yếu (m)	Chiều sâu xử lý (m)	Khoảng cách (m)
1	Km42+000 - Km43+618	1618	4.2	Đắp bình thường				
2	Km43+618 - Km43+645	27	7.2	Gia tải, chờ lún	1.21	5.4		
3	Km43+666 - Km43+692	26	7.5	Gia tải, chờ lún	1.21	5.4		
4	Km43+692 - Km45+800	2108		Đắp bình thường				
5	Km45+800 - Km45+826	26	7.6	Gia tải, chờ lún	1.21	5.5		
6	Km45+826 - Km45+862	36	9.5	PVD	1.21	5.5	5.5	1.0
7	Km45+870 - Km46+040	170		Đắp bình thường				
8	Km46+040 - Km46+142	102	7.5	Gia tải, chờ lún	1.21	7.0		
9	Km46+142 - Km46+206	64	7.0	Gia tải, chờ lún	1.21	7.0		
10	Km46+206 - Km48+900	2694	6.2	Đắp bình thường				
11	Km48+900 - Km49+020	120	6.3	Gia tải, chờ lún	1.21	10.0		
12	Km49+020 - Km49+060	40	6.1	PVD	1.21	10.0	10.0	1.2
13	Km49+060 - Km50+700	1640		Đắp bình thường				
14	Km50+700 - Km50+810	110	7.3	Gia tải, chờ lún	1.21	6.0		
15	Km50+810 - Km52+000	1190		Đắp bình thường				
Tổng chiều dài các đoạn xử lý bằng bắc thấm (PVD)				76				

Tổng chiều dài các đoạn xử lý bằng gia tải, chèn lún	475
Tổng chiều dài các đoạn không cần xử lý, đắp bình thường	9420
Tổng chiều dài xử lý các loại	9971

- Lớp đệm cát hạt trung có chiều dày 50cm (theo quy định của quy trình 22TCN 262-2000), lớp bù lún phía dưới sử dụng vật liệu cùng tiêu chuẩn với vật liệu đắp nền đường.

- Tại những đoạn xử lý nền đất yếu bố trí hệ thống quan trắc theo đúng quy trình khảo sát thiết kế nền đường ôtô đắp trên đất yếu 22TCN 262-2000.

- Đường gom không xử lý nền đất yếu bằng biện pháp bác thấm hoặc giếng cát.

*(Các chi tiết khác như hồ sơ trình duyệt).*

### 1.5. Kết cấu mặt đường:

1.5.1 Kết cấu mặt đường cao tốc tại các vị trí nền đắp và nền đào đất đảm bảo  $E_{yc} \geq 200\text{MPa}$ , gồm các lớp từ trên xuống dưới như sau:

- + Bê tông nhựa tạo nhám dày 3cm;
- + Lớp nhựa dính bám 0.5Kg/m<sup>2</sup>;
- + Bê tông nhựa hạt mịn dày 5cm;
- + Lớp nhựa dính bám 0.5kg/m<sup>2</sup>;
- + Bê tông nhựa hạt trung dày 8cm;
- + Lớp nhựa thấm bám 1.0kg/m<sup>2</sup>;
- + Đá dăm gia cố 5% xi măng (CTB) dày 15cm;
- + Cấp phối đá dăm loại I dày 30 cm;
- + Cấp phối đá dăm loại II dày 30 cm;
- + Lớp đáy móng bằng đất chọn lọc đầm chặt  $K \geq 0.98$  dày 30cm.

1.5.2 Kết cấu mặt đường cao tốc tại các đoạn nền đường đắp trên đất yếu, gồm các lớp từ trên xuống dưới như sau:

- + Bê tông nhựa tạo nhám dày 3cm;
- + Lớp nhựa dính bám 0.5Kg/m<sup>2</sup>;
- + Bê tông nhựa hạt mịn dày 5cm;
- + Lớp nhựa dính bám 0.5kg/m<sup>2</sup>;
- + Bê tông nhựa hạt trung dày 8cm;
- + Lớp nhựa dính bám 0.5kg/m<sup>2</sup>;
- + Đá dăm đen (ATB) dày 10cm;
- + Lớp nhựa thấm bám 1.0kg/m<sup>2</sup>;
- + Cấp phối đá dăm loại I dày 30 cm;
- + Cấp phối đá dăm loại II dày 35 cm;
- + Lớp đáy móng bằng đất chọn lọc đầm chặt  $K \geq 0.98$  dày 30cm.

1.5.3 Kết cấu mặt đường đường ngang, đường gom bao gồm các lớp từ trên xuống dưới như sau:

- Mặt đường láng nhựa (Kết cấu 1):

- + Đá dăm láng nhựa 3kg/m<sup>2</sup>;
- + Cấp phối đá dăm loại I dày 18cm.

- Mặt đường bê tông xi măng (Kết cấu 2):

- + Bê tông xi măng C20 dày 18cm;
- + Cát đầm chặt dày 12cm.

1.5.4 Kết cấu mặt đường trên cầu bao gồm các lớp từ trên xuống dưới như sau:

- Đối với cầu trên chính tuyến:

- + Bê tông nhựa tạo nhám, dày 3cm;
- + Lớp nhựa dính bám 0.5kg/m<sup>2</sup>;
- + Bê tông nhựa hạt mịn 5cm;
- + Lớp nhựa dính bám 0.5kg/m<sup>2</sup>;
- + Lớp phòng nước.

- Đối với cầu trên đường ngang vượt đường cao tốc:

- + Bê tông nhựa hạt trung dày 7cm;
- + Lớp nhựa dính bám 0.5kg/m<sup>2</sup>;
- + Lớp phòng nước.

*(Các chi tiết khác như hồ sơ trình duyệt).*

#### **1.6. Công trình thoát nước:**

- Hệ thống công thoát nước ngang đường cao tốc bao gồm các loại:

- + Công tròn đường kính 1.5m;
- + Công hộp bằng BTCT đặt tại chỗ kích thước BxH: (1.5x1.5)m; (2.0x2.0)m; (2.5x2.5)m; (3x3)m; 2x(1.5x1.5)m; 2x(2.5x2.5)m; 2x(3.0x3.0)m;

- Hệ thống công thoát nước ngang bố trí trên đường gom, đường nhánh, đường ngang bao gồm các loại:

- + Công tròn đường kính D0.75m; 2D0.75m; 3D0.75m; D1.5m;
- + Công hộp kích thước BxH: 0.75x0.75m.

- Các kết cấu chính loại công tròn:

- + Ống công bằng bê tông cốt thép đúc sẵn cấp C25, khối đế móng bằng bê tông đúc sẵn cấp C15 đặt trên lớp đá dăm đệm dày 10cm;
- + Tường đầu, tường cánh bằng bê tông cấp C20;
- + Mái ta luy đường tại vị trí đầu công được gia cố bằng đá hộc xây vữa xi măng C10 dày 30cm, đặt trên lớp móng đá dăm đệm dày 10cm.

- Các kết cấu chính loại công hộp:

- + Thân công bằng bê tông cốt thép đổ tại chỗ cấp C25;
- + Công đặt trên lớp móng đá dăm đệm dày 10cm và bê tông đệm dày 10cm cấp C10;
- + Tường đầu, tường cánh bằng bê tông đổ tại chỗ cấp C20;

+ Thượng, hạ lưu cống và mái taluy đường tại vị trí đầu cống được gia cố bằng đá hộc xây vữa xi măng C10 dày 30cm, đặt trên lớp móng đá dăm đệm dày 10cm.

- Hệ thống thu nước mặt đường (không cho chảy tràn lên taluy):

Tại mép ngoài làn dừng xe khẩn cấp bố trí vỉa asphalt cao 12cm ngăn nước, hướng nước trên mặt đường chảy theo dọc tuyến được thu về các dốc nước xuống chân nền đường đắp. Dốc nước được cấu tạo bằng đá hộc xây vữa xi măng C10, đặt trên lớp móng đá dăm đệm 10cm.

- Hệ thống rãnh biên và rãnh thấm:

+ Được bố trí tại chân taluy nền đào, phía bên ngoài lề đường. Dạng hình chữ U có nắp dầy. Nắp dầy và thân rãnh được cấu tạo bằng bê tông cốt thép cấp C20;

+ Bên dưới đáy rãnh biên bố trí hệ thống rãnh thấm. Rãnh thấm có kích thước (sâu 1m, rộng 0.5m), đáy bố trí ống nhựa PVC có đục lỗ và bọc vải địa kỹ thuật, bên trên lấp dầy bằng đá dăm.

- Hệ thống mương cải: Tại các vị trí đường cao tốc cắt qua mương thủy lợi của địa phương, bố trí các đoạn cải mương để đảm bảo hệ thống tưới tiêu hoạt động bình thường.

*(Số lượng, vị trí, cấu tạo và các chi tiết khác như hồ sơ trình duyệt).*

### 1.7. Cống chui dân sinh:

Bố trí 11 cống dân sinh các loại bằng BTCT, với các kích thước BxH: 2x(4.5x4.5)m; 5.5x4.0m; 5.0x3.5m; 4.0x3.0m; 3.0x3.0m phù hợp với bề rộng đường hiện tại và quy hoạch của địa phương;

Kết cấu thân cống, tường đầu, tường cánh, bản quá độ bằng BTCT cấp C25, đặt trên lớp móng bằng BTXM cấp C10 và lớp đá dăm đệm.

*(Các chi tiết khác như hồ sơ trình duyệt).*

## 2. Cầu trên tuyến:

Toàn bộ gói thầu có 09 công trình cầu, trong đó:

- Cầu vượt sông, vượt kênh: 07 cầu;

- Cầu vượt đường ngang: 02 cầu.

### 2.1 Sơ đồ nhịp và mô trụ:

T T	Tên cầu - Lý trình	Kết cấu		
		Kết cấu nhịp	Mô trụ	Móng
I	<b>Cầu vượt sông (ORB, LRB) và vượt kênh (CB):</b>			
1	Tên cầu: CB11 Lý trình: Km43+655.00	Dầm I27 bằng BTCT DƯL, Sơ đồ nhịp: 1x27m.	Mô cầu bằng BTCT.	Móng cọc khoan nhồi bằng BTCT: D=1000.
2	Tên cầu: ORB11 Lý trình: Km44+440.00	Dầm I24 bằng BTCT DƯL, Sơ đồ nhịp: 2x24m.	Mô, trụ cầu bằng BTCT.	Mô cầu móng cọc khoan nhồi bằng BTCT: D=1000, trụ cầu móng nông.
3	Tên cầu: ORB12 Lý trình: Km45+438.00	Dầm I30 bằng BTCT DƯL, Sơ đồ nhịp: 1x30m.	Mô cầu bằng BTCT.	Móng cọc khoan nhồi bằng BTCT: D=1000.

4	Tên cầu: CB12 Lý trình: Km45+540.00	Dầm I27 bằng BTCT DƯL, Sơ đồ nhịp: 1x27m.	Mố cầu bằng BTCT.	Móng cọc khoan nhồi bằng BTCT: D=1000.
5	Tên cầu: ORB13 Lý trình: Km45+884.50	Dầm I27 bằng BTCT DƯL, Sơ đồ nhịp: 2x27m.	Mố, trụ cầu bằng BTCT.	Mố cầu móng cọc khoan nhồi bằng BTCT: D=1200, trụ cầu móng nông.
6	Tên cầu: LRB09 Lý trình: Km47+910.75	Dầm I33 bằng BTCT DƯL, Sơ đồ nhịp: 3x33m.	Mố, trụ cầu bằng BTCT.	Mố cầu và trụ P2 móng cọc khoan nhồi bằng BTCT: D=1000, trụ P1 móng nông.
7	Tên cầu: CB13 Lý trình: Km48+390.30	Dầm I27 bằng BTCT DƯL, Sơ đồ nhịp: 1x27m.	Mố cầu bằng BTCT.	Móng cọc khoan nhồi bằng BTCT: D=1000.
<b>II Cầu vượt đường ngang (OP):</b>				
1	Tên cầu: OP11 Lý trình: Km42+723.00	Dầm I21 bằng BTCT DƯL Sơ đồ nhịp: 1x21m.	Mố cầu bằng BTCT.	Móng cọc khoan nhồi bằng BTCT: D=1200.
2	Tên cầu: OP11a Lý trình: Km47+135.80	Dầm I21 bằng BTCT DƯL, Sơ đồ nhịp: 1x21m.	Mố cầu bằng BTCT.	Móng cọc khoan nhồi bằng BTCT: D=1000.

Cường độ Bê tông các kết cấu chính của cầu (mẫu hình trụ):

- + Dầm I BTCT DƯL :  $f_c = 45\text{MPa}$ ;
- + Bản mặt cầu, dầm ngang:  $f_c = 35\text{MPa}$ ;
- + Mố, trụ, cọc khoan nhồi, tấm bê tông đúc sẵn cho các loại dầm I:  $f_c = 30\text{MPa}$ ;
- + Bê tông tạo phẳng :  $f_c = 10\text{MPa}$ .

## 2.2 Các hạng mục khác của cầu:

- Bản quá độ bằng BTCT có  $f_c = 25\text{MPa}$  đổ tại chỗ trên lớp bê tông đệm dày 10cm. Sau lưng tường mố đắp vật liệu dạng hạt, độ chặt  $K \geq 0.98$ ;

- Tứ nón mố được đắp bằng vật liệu phù hợp với độ chặt  $K \geq 0.95$ , mái dốc tứ nón mố được ốp đá hộc xây vữa xi măng C10 dày 30cm, chân tứ nón bằng đá hộc xây vữa xi măng C10;

- Gờ lan can, chân cột đèn bằng BTCT có  $f_c = 25\text{MPa}$  đúc sẵn, có đặt ống chờ cho hệ thống dây điện;

- Dải phân cách giữa bằng BTCT có  $f_c = 25\text{MPa}$  đúc sẵn;
- Gối cầu dùng gối cao su cốt bản thép;
- Khe co giãn dùng khe thép dạng răng lược;
- Thoát nước trên cầu: Phễu thu bằng kim loại, ống thoát nước bằng nhựa PVC.

(Các chi tiết khác như hồ sơ trình duyệt).

## 3. Các hạng mục khác:

- Dải phân cách giữa sử dụng loại phân cách cứng New Jersey bằng bê tông cốt thép lắp ghép có cường độ  $f_c = 25\text{MPa}$ . Hiện tại trong phạm vi gói thầu chỉ bố trí bu lông chờ để lắp tấm chống lóa, chủng loại của tấm chống lóa sẽ được quyết định khi triển khai gói thầu số 14 (an toàn giao thông và điện chiếu sáng);

- Hệ thống ống cáp: Trong phạm vi gói thầu chỉ xây dựng đường ống và bể cáp chờ sẵn (đặt hai bên mái dốc nền đường và trong hai gờ chắn lan can cầu) cho hệ thống cáp ITS và cáp điện;

- Hệ thống điện, điện chiếu sáng: Trong phạm vi gói thầu chỉ xây dựng móng cột đèn, các hạng mục khác thuộc gói thầu số 14.

*(Các chi tiết khác được thể hiện trong Hồ sơ trình duyệt)*

### **III. Ý KIẾN THẨM ĐỊNH:**

- Tên công trình: Dự án xây dựng đường cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi, gói thầu số 6 đoạn Km 42+000 – Km 52+000.

- Chủ đầu tư: Tổng công ty Đầu tư phát triển đường cao tốc Việt Nam.

- Địa điểm xây dựng: Huyện Quế Sơn và huyện Thăng Bình, tỉnh Quảng Nam.

- Đơn vị tư vấn lập TKKT: Liên danh Tư vấn Nippon Koei Co.,Ltd, Nippon Engineering Consultants Co., Ltd - Chodai - Thai Engineering Consultant Co., Ltd.

- Tư cách pháp nhân của đơn vị thiết kế: Liên danh Tư vấn Nippon Koei Co.,Ltd, Nippon Engineering Consultants Co., Ltd - Chodai - Thai Engineering Consultant Co., Ltd là các đơn vị có đủ tư cách pháp nhân.

- Tư vấn quản lý dự án: Ban quản lý dự án 85 - Bộ GTVT.

#### **1. Sự phù hợp của thiết kế kỹ thuật với thiết kế cơ sở:**

Hồ sơ thiết kế kỹ thuật gói thầu số 6 cơ bản phù hợp với nội dung thiết kế cơ sở được duyệt tại quyết định số 2656/QĐ-BGTVT ngày 10/9/2010; Nội dung điều chỉnh thiết kế cơ sở được duyệt tại quyết định số 1534/QĐ-BGTVT ngày 05/6/2013 của Bộ GTVT; Văn bản số 1619/BGTVT-CQLXD ngày 09/3/2012; Văn bản số 9213/BGTVT-KHĐT ngày 05/11/2012 của Bộ GTVT.

#### **2. Sự tuân thủ các tiêu chuẩn thiết kế được áp dụng cho dự án:**

Hồ sơ thiết kế về cơ bản đã tuân thủ theo khung tiêu chuẩn được duyệt tại các quyết định số 362/QĐ-BGTVT ngày 20/2/2009; quyết định số 727/QĐ-BGTVT ngày 06/4/2012 của Bộ GTVT; quyết định số 994/QĐ-BGTVT ngày 17/4/2013 của Bộ GTVT.

Đối với một số tiêu chuẩn tham khảo trong quá trình thiết kế, trường hợp chưa được Bộ GTVT phê duyệt, đề nghị TVTK tập hợp làm cơ sở để trình bổ sung theo quy định.

#### **3. Sự hợp lý của các giải pháp kết cấu công trình:**

Một số nội dung còn tồn tại trong hồ sơ cần chỉnh sửa, bổ sung cụ thể như sau:

##### **3.1. Phần chung:**

- Đề nghị Tư vấn thiết kế (TVTK) chỉnh sửa hồ sơ thiết kế theo các nội dung đã nêu tại Biên bản ngày 7/6/2013 về việc thống nhất các nội dung Hồ sơ thiết kế kỹ thuật gói thầu số gói thầu số 6 - đoạn Km 42+00 - Km 52+00 Dự án đường cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi;

- Bổ sung văn bản thỏa thuận với các cơ quan liên quan của địa phương về vị trí cửa xả thoát nước, vị trí đổ thải vật liệu thừa .... theo quy định, làm cơ sở thiết kế;

- Bổ sung thuyết minh về kết quả khảo sát mô vật liệu và phân tích trị số áp dụng đối với các chỉ tiêu kỹ thuật của các vật liệu chính;

- Bổ sung bảng tính kết cấu mặt đường của chính tuyến, đường gom, đường ngang để phù hợp với thiết kế cơ sở điều chỉnh được duyệt tại quyết định số 1534/QĐ-BGTVT ngày 5/6/2013;

- Chính sửa để thống nhất mác vữa xi măng của hạng mục đá hộc xây: Đá hộc xây vữa xi măng C10;

- Bổ sung bảng tính kiểm toán lún, ổn định của nền đường đắp theo các yêu cầu của Quy trình khảo sát nền đường ô tô đắp trên đất yếu 22TCN262-2000 trong trường hợp nền đắp đi qua vùng địa chất đất yếu.

### **3.2. Phần đường:**

TVTK chỉnh sửa thông số:  $E_{yc} \geq 200$  Mpa để phù hợp Quyết định số 2656/QĐ-BGTVT ngày 10/09/2010 của Bộ GTVT về việc phê duyệt Dự án đầu tư xây dựng đường cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi trên các bản vẽ;

Các ý kiến khác tư vấn đã giải trình chấp nhận chỉnh sửa tại văn bản số 500/BQL-DNQN ngày 17/4/2013.

### **3.3. Công trình thoát nước:**

Bổ sung các bảng tính toán kết cấu công thoát nước;

Bổ sung các bản vẽ, điền đủ kích thước để làm cơ sở triển khai bản vẽ thi công đối với các công trên đường ngang, đường gom.

Các ý kiến khác tư vấn đã giải trình và chấp nhận chỉnh sửa tại văn bản số 500/BQL-DNQN ngày 17/4/2013.

### **3.4. Công chui dân sinh và hệ thống đường gom, đường ngang:**

Tỉnh không các công về cơ bản phù hợp theo nội dung quyết định số 315/QĐ-BGTVT ngày 23/02/2011 của Bộ GTVT về việc ban hành hướng dẫn lựa chọn quy mô kỹ thuật đường giao thông nông thôn phục vụ chương trình mục tiêu quốc gia xây dựng nông thôn mới giai đoạn 2010-2020 (Quyết định 315/QĐ-BGTVT). Tuy nhiên, số lượng và kích thước có thay đổi so với thỏa thuận. TVTK rà soát và nêu rõ lý do thay đổi và cập nhật lại các văn bản thỏa thuận với địa phương.

Các ý kiến khác tư vấn đã giải trình chấp nhận chỉnh sửa tại văn bản số 500/BQL-DNQN ngày 17/4/2013.

### **3.5 Phần cầu:**

Đề nghị bổ sung quy định lớp chống thấm mặt cầu có sử dụng cả loại vật liệu dạng lỏng.

Các ý kiến khác tư vấn đã giải trình chấp nhận chỉnh sửa tại văn bản số 500/BQL-DNQN ngày 17/4/2013.

### **3.6. Phần khối lượng:**

Do còn tồn tại các nội dung như đã nêu ở trên, do đó chưa đầy đủ cơ sở để xác định chính xác khối lượng. Sau khi TVTK chỉnh sửa, bổ sung theo các ý kiến đã nêu, các hạng

mục khối lượng sẽ được tổng hợp và chuẩn xác lại trong bước lập dự toán và tiên lượng mời thầu.

### **3.7. Biện pháp thi công tổng thể:**

Hồ sơ thiết kế biện pháp thi công tổng thể, tư vấn thiết kế cần làm rõ các khối lượng công trình phụ trợ, sơ đồ điều phối, cự ly vận chuyển và các nội dung có liên quan làm cơ sở xác định dự toán.

### **4. Đánh giá mức độ an toàn công trình:**

- Về các kết cấu chính của công trình, độ ổn định nền đường, ổn định mái dốc: Kết quả thiết kế các kết cấu chính của công trình, thiết kế mái tuluy nền đào, nền đường đắp... đã được TVTK đề xuất trên cơ sở quy định của quy trình, quy phạm có liên quan và các tính toán cần thiết. Kết quả tính toán cho thấy, các hạng mục thiết kế cơ bản đảm bảo khả năng chịu lực và ổn định theo quy trình.

- Trong bước chỉnh sửa, hoàn thiện Hồ sơ, đề nghị Ban 85 chỉ đạo TVTK tiếp tục rà soát, chỉnh sửa, cập nhật đầy đủ các số liệu khảo sát thực tế trong tính toán theo quy định của các quy trình quy phạm có liên quan để đánh giá chính xác về mức độ an toàn, khả năng chịu lực của kết cấu công trình đặc biệt với hạng mục bảo vệ ổn định mái dốc nền đào.

- Về an toàn trong quá trình thi công: Trong quá trình triển khai dự án, Chủ đầu tư/Ban quản lý dự án, tư vấn giám sát có trách nhiệm kiểm soát việc thực hiện quy trình an toàn lao động của Nhà thầu.

- Về an toàn trong quá trình khai thác sử dụng: Đề nghị TVTK tiếp tục rà soát, đánh giá sự hài hòa của tuyến đường, sự hợp lý về việc bố trí biển báo giao thông trong quá trình vận hành, đặc biệt lưu ý đến các vị trí có độ dốc cao, chiều dài dốc lớn.

### **5. Sự tuân thủ các quy định về môi trường:**

Về môi trường: Trong quá trình triển khai thi công, khai thác vận hành: Chủ đầu tư, Tư vấn giám sát, Nhà thầu có trách nhiệm thực hiện các công việc có liên quan đảm bảo yêu cầu về môi trường như đã quy định tại Báo cáo đánh giá tác động môi trường và Kế hoạch quản lý môi trường được duyệt.

## **IV. CÁC TỒN TẠI KHÁC**

Đề nghị Tư vấn thiết kế chỉnh sửa, bổ sung và hoàn thiện hồ sơ theo các ý kiến thống nhất tại văn bản số 500/BQL-ĐNQN ngày 17/4/2013 về việc giải trình ý kiến thẩm tra của VEC về hồ sơ TKKT gói thầu 6; Báo cáo DQEDD-PMU85-336-13 ngày 4/6/2013 của Liên danh tư vấn thiết kế về việc giải trình ý kiến về hồ sơ TKKT gói thầu số 6; Biên bản thống nhất ngày 7/6/2013 về các nội dung Hồ sơ thiết kế kỹ thuật gói thầu số 6 (Km42+00 ÷ Km52+00) Dự án đường cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi;

Hạng mục xử lý đất yếu: Đề nghị Tư vấn thiết kế quy định rõ vật liệu đắp gia tải được tận dụng từ công tác đào (đất không thích hợp, đất đào thay đất yếu...), nếu dùng vật liệu đất đắp nền đường thì sau khi dỡ tải phải được sử dụng để thi công nền đắp trên các đoạn khác. Lớp gia tải được thi công với độ chặt nhỏ hơn độ chặt yêu cầu đắp nền đường nhằm tiết kiệm chi phí và phải được quy định cụ thể trong thuyết minh thiết kế kỹ thuật và trong Chỉ dẫn kỹ thuật thi công nghiệm thu.



Hồ sơ sau khi chỉnh sửa, bổ sung được tập hợp đóng thành bộ và gửi về VEC để làm cơ sở thực hiện các bước tiếp theo.

## **V. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ**

### **5.1 Kết luận:**

- Hồ sơ thiết kế kỹ thuật gói thầu số 6 cơ bản tuân thủ nội dung Dự án đầu tư được Bộ GTVT phê duyệt tại quyết định số 2656/QĐ-BGTVT ngày 10/9/2010; Quyết định số 1534/QĐ-BGTVT ngày 05/6/2013 của Bộ GTVT về việc phê duyệt điều chỉnh thiết kế cơ sở Dự án đầu tư xây dựng đường cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi;

- Ngoài ra còn một số vấn đề tồn tại nêu trên, yêu cầu Ban QLDA 85 chỉ đạo Tư vấn thiết kế xem xét, bổ sung sửa chữa và có các giải pháp thiết kế kỹ thuật chung áp dụng thống nhất cho toàn bộ dự án; Tính toán lại toàn bộ khối lượng của gói thầu số 6, làm cơ sở lập hồ sơ mời thầu và dự toán trình duyệt;

- Khi hồ sơ được TVKT hoàn thiện, đề nghị Ban 85 kiểm tra, báo cáo bằng văn bản đến VEC;

- Yêu cầu Tư vấn thẩm tra kiểm tra, rà soát và có báo cáo kịp thời đối với hồ sơ được chỉnh sửa theo nội dung báo cáo thẩm định này và quyết định phê duyệt thiết kế kỹ thuật gói thầu số 6.

### **5.2 Kiến nghị:**


Để đảm bảo tiến độ chung của dự án, Phòng KTCNMT kiến nghị:


- Trong giai đoạn thiết kế BVTC cần bổ sung số liệu khảo sát địa chất, trường hợp cần thiết có thể điều chỉnh giải pháp xử lý nền đường đảm bảo khả năng chịu lực và độ ổn định của công trình. Theo dõi kết quả quan trắc lún trong thi công để bổ sung, điều chỉnh chiều cao gia tải, thời gian lưu tải cho phù hợp để đáp ứng tiến độ thi công và chuẩn xác khối lượng bù lún thực tế. Phải căn cứ vào mức độ cố kết của nền đường sau mố để quyết định thời điểm thi công mố đảm bảo ổn định trượt sâu;

- Vị trí, góc giao, cao độ đặt cống sẽ được quyết định sau khi có kết quả khảo sát địa hình trong bước thiết kế BVTC để phù hợp với quy hoạch thoát nước, điều kiện thủy văn, địa hình, địa chất và lưu ý đến các giải pháp cụ thể để đảm bảo thoát nước sau cống.

Trên đây là nội dung báo cáo thẩm định hồ sơ thiết kế kỹ thuật gói thầu số 6 - Dự án xây dựng đường cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi, Phòng KTCNMT kính trình lãnh đạo Tổng công ty Đầu tư Phát triển đường cao tốc Việt Nam xem xét, phê duyệt để có cơ sở triển khai các bước tiếp theo đáp ứng yêu cầu tiến độ của dự án./.

Thực hiện:

- Lê Anh Tuấn 

- Phan Đăng Việt Anh 

### **Nơi nhận:**

- Như trên;
- PMU 85;
- Ban điều phối (p/h);
- Tư vấn thẩm tra,
- Tư vấn Thiết kế NK-NE-Chodai-TEC;
- Lưu: KTCNMT.

**KT. TRƯỞNG PHÒNG  
PHÓ TRƯỞNG PHÒNG**



**Nguyễn Từ**



***Appendix 3 : Summary of Structural Calculation Sheets***

**(1) OP11**

Category	Thruway						
Bridge Name	OP11	Station	Span	Acceleration Coefficients	Seismic zone	Soil profile type	
		KM42+723	1	0.031	1	I	
Super structure		PC-Igirder					

### 1. Deck slab

Concrete	$f'_c = 35 \text{ Mpa}$	Cantilever slab			Inner slab			
		strength	service	extreme	Pos.		Neg.	
					strength	service	strength	service
Internal forces at section								
Mu	Flexual Moment	KNm	21	15	95	44	26	46
								28
flexural Moment checking								
As	Tension Reinforcement	m2	0.00188	0.00188	0.00188	0.00188	0.00188	0.00188
Mr	Factored resistance	KNm	90	100	100	90	100	90
Mu	Flexual Moment	KNm	21	15	95	44	26	46
								28
flexural Moment checking		-	OK	OK	OK	OK	OK	OK
fsa	Value	Mpa	-	240	-	-	240	-
fs	So tensil stress in reif	Mpa	-	61	-	-	106	-
Checking for control cracking $fs < fsa$		-	-	OK	-	-	OK	-
								OK

### 2. Girder

Concrete	$f'_c = 40 \text{ Mpa}$			
Fiber stress check(MPa)				
Fiber of Girder(at L/2)		top	bottom	stress limit
At transfer		0.15	18.34	$-1.38 < f < 21.6$
At construction the deck		6.15	12.22	$-3.35 < f < 20.25$
Service limit state I				
Top fiber of Girder(at L/2)		ilterior girder	Exterior girder	
Prestressing tendon+self weight of girder		7.798	7.029	$-3.35 < f < 20.25$
1/2(Prestressing tendon + self wight of girder)+Live load		6.01	5.861	$-3.35 < f < 18.0$
Prestressing tendon+self wight of girder+Live load+		9.909	9.376	$-3.35 < f < 27.0$
Top fiber of deck(at L/2)		ilterior girder	Exterior girder	
additional load		1.253	1.261	$f < 15.75$
additional load+Live load		5.168	5.614	$f < 21.0$
Service limit state III				
		ilterior girder	Exterior girder	
Bottom fiber of girder(at L/2)		0.353	0.454	$-3.35 < f < 27.0$
Reinforcement of Girder				
Internal forces at strength combination				
		Support		L/2
Vu	Shear	KN	1371	283
Mu	Flexual Moment	KNm	0	7278
flexural Moment checking				
Aps	Tension prestressing steel	m2	0.00444	0.00444
As	Tension Reinforcement	m2	0.00121	0.00121
Mr	Factored resistance	KNm	6635	10471
Mu	Flexual Moment	KNm	0	7278
flexural Moment checking		-	OK	OK
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	1195	1039
Checking $Mr \geq \min(1.2Mcr, 1.33Mu)$		-	OK	OK
Shear Force checking				
A'c	Shear Reinforcement	m2	0.0003	0.0003
ex	Strain in tensile reinforcement		-1.28E-04	1.47E-03
Strain checking( $\leq 2.00E-3$ )		-	OK	OK
Vr	Factored shear resistance	KN	3810	887
Vu	Shear	KN	1371	283
Shear checking		-	OK	OK

### 4.Amount of reinforcement per cube meter

	reinforcement	concrete	reinf./conc
Deck slab	29949.90	108.52	275.985
Girder	22037.00	120.57	182.773

Category	Thruway						
Bridge Name	OP11	Station	Span	Acceleration Coefficients	Seismic zone	Soil profile type	
		KM42+723	1	0.031	1	I	
Abutment A1							

### 1.Abutment

Concrete	f'c = 30 Mpa		1-1		2-2		
			strength	service	service	strength	extreme
Internal forces at section							
Vu	Shear	KN	635	383	3463	4976	4632
Mu	Flexual Moment	KNm	404	216	12740	17523	12544
flexural Moment checking							
As	Tension Reinforcement	m2	0.01677	0.01677	0.07561	0.07561	0.07561
Mr	Factored resistance	KNm	2318	2576	42399	38159	42399
Mu	Flexual Moment	KNm	404	216	12740	17523	12544
flexural Moment checking		-	OK	OK	OK	OK	OK
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	1157	1157	10862	10862	10862
Checking Mr>=min(1.2Mcr,1.33Mu)		-	OK	OK	OK	OK	OK
fsa	Value	Mpa	-	240	146	-	-
fs	So tensil stress in reif	Mpa	-	31	126	-	-
Checking for control cracking fs<fsa		-	-	OK	OK	-	-
A'c	Shear Reinforcement	m2	0.0032	0.0032	0.0023	0.0023	0.0023
ex	Strain in tensile reinforcement	-	3.42E-04	1.70E-04	5.83E-04	8.11E-04	5.94E-04
Strain checking(<=2.00E-3)		-	OK	OK	OK	OK	OK
Vr	Factored shear resistance	-	9126	12057	24894	21009	24816
Vu	Shear	-	635	383	3463	4976	4632
Shear checking		-	OK	OK	OK	OK	OK

Concrete	f'c = 30 Mpa		3-3		4-4		
			service	strength	extreme	extreme	strength
Internal forces at section							
Vu	Shear	KN	9677	13743	9705	3199	6132
Mu	Flexual Moment	KNm	5811	8179	5052	329	4642
flexural Moment checking							
As	Tension Reinforcement	m2	0.05174	0.05174	0.05174	0.05174	0.05174
Mr	Factored resistance	KNm	37374	37374	37374	39030	35127
Mu	Flexual Moment	KNm	5811	8179	5052	329	4642
flexural Moment checking		-	OK	OK	OK	OK	OK
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	19203	19203	19203	19203	19203
Checking Mr>=min(1.2Mcr,1.33Mu)		-	OK	OK	OK	OK	OK
fsa	Value	Mpa	160	-	-	-	-
fs	So tensil stress in reif	Mpa	65	-	-	-	-
Checking for control cracking fs<fsa		-	OK	-	-	-	-
A'c	Shear Reinforcement	m2	0.0042	0.0042	0.0042	0.0042	0.0042
ex	Strain in tensile reinforcement	-	7.78E-04	1.01E-03	7.11E-04	1.82E-04	5.29E-04
Strain checking(<=2.00E-3)		-	OK	OK	OK	OK	OK
Vr	Factored shear resistance	-	33676	28373	34377	53402	34292
Vu	Shear	-	9677	13743	9705	3199	6132
Shear checking		-	OK	OK	OK	OK	OK

## Abutment A1

Concrete	$f'_c = 30 \text{ Mpa}$		5-5		6-6		
			service	strength	service	strength	extreme
Internal forces at section							
Vu	Shear	KN	74	116	203	315	315
Mu	Flexual Moment	KNm	172	273	179	278	278
flexural Moment checking							
As	Tension Reinforcement	m2	0.0022	0.0022	0.0022	0.0022	0.0022
Mr	Factored resistance	KNm	353	318	353	318	318
Mu	Flexual Moment	KNm	172	273	179	278	278
flexural Moment checking		-	OK	OK	OK	OK	OK
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	89	89	89	89	89
Checking $M_r \geq \min(1.2M_{cr}, 1.33M_u)$		-	OK	OK	OK	OK	OK
fsa	Value	Mpa	240	-	240	-	-
fs	So tensil stress in reif	Mpa	192	-	200	-	-
Checking for control cracking $f_s < f_{sa}$		-	OK	-	OK	-	-
A'c	Shear Reinforcement	m2	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003
ex	Strain in tensile reinforcement	-	1.01E-03	1.58E-03	1.23E-03	1.85E-03	1.85E-03
Strain checking ( $\leq 2.00E-3$ )		-	OK	OK	OK	OK	OK
Vr	Factored shear resistance	-	574	441	540	416	416
Vu	Shear	-	74	116	203	315	315
Shear checking		-	OK	OK	OK	OK	OK

## 2.Foundation

Foundation Data						
Lf	Length of foundation	m	6.5			
Wf	Width of foundation	m	13.409			
Hf	Height of foundation	m	2			
EL1	Bottom of foundation elevation	m	11.5			
Settlement checking			1:applied	2:Not applied	2	not applied
Su	Settlement of foundation	mm	1.199			
So	Tolerable settlement	mm	25.4			
Settlement checking		-	OK			
Case 1	Piles foundation		1:applied	2:Not applied	1	applied
Pile data						
EL2	Pile tip elevation	m	3.5			
L	Pile length	m	8			
n	Number of pile	m	7			
Pile capacity checking						
Pu	Maximum pile reaction	KN	4310			
Po	Estimated pile capacity	KN	5007			
Pile capacity checking		-	OK			
Horizontal movement checking						
Horizontal movement at top of abutment		mm	-			
Tolerable Horizontal movement		mm	38			
Horizontal movement checking		-	OK			

Abutment A1				
Case 2	Spread foundation	1:applied	2:Not applied	2 not applied
		Strength		Extreme
Bearing resistance at bottom of foundation checking (effective foundation)				
$\sigma_{max}$	Stress at bottom of foundation	KN/m <sup>2</sup>		
$\phi_r$	Factored resistance	KN/m <sup>2</sup>		
Bearing resistance checking		-	OK	OK
Sliding checking				
H	Horizontal force	KN		
Qr	Factored resistance against failure by sliding	KN		
Sliding checking		-	OK	OK
Overturning checking - longitudinal direction				
ex	Longitudinal excentricity	m		
[ex]	Tolerable excentricity	m		0
Overturning checking		-	OK	OK
Overturning checking - transversal direction				
ey	Transversal excentricity	m		
[ey]	Tolerable excentricity	m		0
Overturning checking		-	OK	OK
3.Amount of reinforcement per cube meter				
	reinforcement	concrete	reinf./conc	
Abutment A1	43175.60	684.3	63.095	
Abutment A2	43313.10	687.8	62.974	



**(2) CB11**

Category	Thruway								
Bridge Name	CB11								

### 1. Deck slab

Concrete		f'c = 35 Mpa		Cantilever slab			Inner slab		
				strength	service	extreme	Pos. strength	service	Neg. strength
Internal forces at section									
Mu	Flexual Moment	KNm	21	15	95		44	26	46
flexural Moment checking									
As	Tension Reinforcement	m2	0.00188	0.00188	0.00188		0.00188	0.00188	0.00188
Mr	Factored resistance	KNm	90	100	100		90	100	100
Mu	Flexual Moment	KNm	21	15	95		44	26	46
flexural Moment checking		-	OK	OK	OK		OK	OK	OK
fsa	Value	Mpa	-	240	-		-	240	-
fs	So tensil stress in reif	Mpa	-	61	-		-	106	-
Checking for control cracking fs<fsa		-	-	OK	-		-	OK	-

### 2. Girder

Concrete		f'c = 45 Mpa					
Fiber stress check(MPa)							
Fiber of Girder(at L/2)		top		bottom		stress limit	
At transfer		-0.42		21.23		-1.38<f<24.3	
At construction the deck		7.03		13.64		-3.35<f<20.25	
Service limit state I							
Top fiber of Girder(at L/2)		iInterior girder		Exterior girder			
Prestressing tendon+self weight of girder		9.167		8.243		-3.35<f<20.25	
1/2(Prestressing tendon + self wight of girder)+Live load		6.856		6.727		-3.35<f<18.0	
Prestressing tendon+self wight of girder+Live load+		11.439		10.849		-3.35<f<27.0	
Top fiber of deck(at L/2)		iInterior girder		Exterior girder			
additional load		1.486		1.486		f<15.75	
additional load+Live load		5.697		6.316		f<21.0	
Service limit state III							
		iInterior girder		Exterior girder			
Bottom fiber of girder(at L/2)		-0.063		-0.079		-3.35<f<27.0	
Reinforcement of Girder							
Internal forces at strength combination							
		Support		L/2			
Vu	Shear	KN	1487		298		
Mu	Flexual Moment	KNm	0		8946		
flexural Moment checking							
Aps	Tension prestressing steel	m2	0.00474		0.00474		
As	Tension Reinforcement	m2	0.00114		0.00114		
Mr	Factored resistance	KNm	7634		11791		
Mu	Flexual Moment	KNm	0		8946		
flexural Moment checking		-	OK		OK		
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	1287		1110		
Checking Mr>=min(1.2Mcr,1.33Mu)		-	OK		OK		
Shear Force checking							
A'c	Shear Reinforcement	m2	0.0003		0.0003		
ex	Strain in tensile reinforcement		-2.34E-04		5.47E-04		
Strain checking(<=2.00E-3)		-	OK		OK		
Vr	Factored shear resistance	KN	4236		1333		
Vu	Shear	KN	1487		298		
Shear checking		-	OK		OK		

### 4.Amount of reinforcement per cube meter

	reinforcement	concrete	reinf./conc
Deck slab	37189.30	149	249.593
Girder	27589.60	174.98	157.673

Category	Thruway						
Bridge Name	CB11						
Abutment A2							

### 1.Abutment

Concrete		f'c = 30 Mpa	1-1		2-2		
			strength	service	service	strength	extreme
Internal forces at section							
Vu	Shear	KN	617	375	2889	4105	3900
Mu	Flexual Moment	KNm	462	250	10972	14905	11090
flexural Moment checking							
As	Tension Reinforcement	m2	0.001677	0.001677	0.03781	0.03781	0.03781
Mr	Factored resistance	KNm	2318	2576	21310	19179	21310
Mu	Flexual Moment	KNm	462	250	10972	14905	11090
flexural Moment checking			OK	OK	OK	OK	OK
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	1104	1104	10155	10155	10155
Checking $M_r \geq \min(1.2M_{cr}, 1.33M_u)$			OK	OK	OK	OK	OK
fsa	Value	Mpa	-	240	240	-	-
fs	So tensil stress in reif	Mpa	-	36	212	-	-
Checking for control cracking $f_s < f_{sa}$			-	OK	OK	-	-
A'c	Shear Reinforcement	m2	0.00302	0.00302	0.00215	0.00215	0.00215
ex	Strain in tensile reinforcement	-	3.64E-04	1.82E-04	8.69E-04	1.19E-03	8.95E-04
Strain checking ( $\leq 2.00E-3$ )			OK	OK	OK	OK	OK
Vr	Factored shear resistance	-	8503	11373	22107	18212	21950
Vu	Shear	-	617	375	2889	4105	3900
Shear checking			OK	OK	OK	OK	OK

Concrete		f'c = 30 Mpa	3-3		4-4	
			service	strength	extreme	strength
Internal forces at section						
Vu	Shear	KN	9947	14171	10046	2877
Mu	Flexual Moment	KNm	5771	8121	5483	2441
flexural Moment checking						
As	Tension Reinforcement	m2	0.03192	0.03192	0.03192	0.03192
Mr	Factored resistance	KNm	23231	20908	23231	24214
Mu	Flexual Moment	KNm	5771	8121	5483	2441
flexural Moment checking			OK	OK	OK	OK
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	18083	18083	18083	18083
Checking $M_r \geq \min(1.2M_{cr}, 1.33M_u)$			OK	OK	OK	OK
fsa	Value	Mpa	168	-	-	-
fs	So tensil stress in reif	Mpa	103	-	-	-
Checking for control cracking $f_s < f_{sa}$			OK	-	-	-
A'c	Shear Reinforcement	m2	0.00404	0.00404	0.00404	0.00404
ex	Strain in tensile reinforcement	-	1.30E-03	1.69E-03	1.24E-03	4.39E-03
Strain checking ( $\leq 2.00E-3$ )			OK	OK	OK	OK
Vr	Factored shear resistance	-	27874	22696	28400	39580
Vu	Shear	-	9947	14171	10046	2877
Shear checking			OK	OK	OK	OK

## Abutment A2

Concrete		$f'_c = 30 \text{ Mpa}$	5-5		6-6		
			service	strength	service	strength	extreme
Internal forces at section							
Vu	Shear	KN	74	116	203	315	315
Mu	Flexural Moment	KNm	172	273	179	278	278
flexural Moment checking							
As	Tension Reinforcement	m2	0.0022	0.0022	0.0022	0.0022	0.0022
Mr	Factored resistance	KNm	353	353	353	318	318
Mu	Flexural Moment	KNm	172	273	179	278	278
flexural Moment checking		-	OK	OK	OK	OK	OK
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	89	89	89	89	89
Checking $M_r \geq \min(1.2M_{cr}, 1.33M_u)$		-	OK	OK	OK	OK	OK
fsa	Value	Mpa	240	-	240	-	-
fs	So tensil stress in reif	Mpa	192	-	200	-	-
Checking for control cracking $f_s < f_{sa}$		-	OK	-	OK	-	-
A'c	Shear Reinforcement	m2	0.00034	0.00034	0.00034	0.00034	0.00034
ex	Strain in tensile reinforcement	-	1.01E-03	1.58E-03	1.23E-03	1.85E-03	1.85E-03
Strain checking ( $\leq 2.00E-3$ )		-	OK	OK	OK	OK	OK
Vr	Factored shear resistance	-	574	441	540	416	416
Vu	Shear	-	74	116	203	315	315
Shear checking		-	OK	OK	OK	OK	OK

## 2.Foundation

Foundation Data						
Lf	Length of foundation	m	6.5			
Wf	Width of foundation	m	12.6			
Hf	Height of foundation	m	2			
EL1	Bottom of foundation elevation	m	10			
Settlement checking			1:applied	2:Not applied	2	not applied
Su	Settlement of foundation	mm	2.491			
So	Tolerable settlement	mm	25.4			
Settlement checking		-	OK			
Case 1		Piles foundation		1:applied	2:Not applied	1  applied
Pile data						
EL2	Pile tip elevation	m	-1			
L	Pile length	m	11			
n	Number of pile	m				
Pile capacity checking						
Pu	Maximum pile reaction	KN	6033			
Po	Estimated pile capacity	KN	6150			
Pile capacity checking		-	OK			
Horizontal movement checking						
Horizontal movement at top of abutment		mm	15			
Tolerable Horizontal movement		mm	38			
Horizontal movement checking		-	OK			

Abutment A2					
Case 2	Spread foundation		1:applied	2:Not applied	2 not applied
			Strength		Extreme
Bearing resistance at bottom of foundation checking (effective foundation)					
$\sigma_{max}$	Stress at bottom of foundation	KN/m2			
$\phi_r$	Factored resistance	KN/m2			
Bearing resistance checking		-	OK		OK
Sliding checking					
H	Horizontal force	KN			
Qr	Factored resistance against failure by sliding	KN			
Sliding checking		-	OK		OK
Overturning checking - longitudinal direction					
ex	Longitudinal excentricity	m			
[ex]	Tolerable excentricity	m			0
Overturning checking		-	OK		OK
Overturning checking - transversal direction					
ey	Transversal excentricity	m			
[ey]	Tolerable excentricity	m			0
Overturning checking		-	OK		OK

3.Amount of reinforcement per cube meter			
	reinforcement	concrete	reinf./conc
Abutment A1	40404.1	624.90	64.657
Abutment A2	40463.1	626.90	64.545

**(3) ORB11**

Category	Thruway								
Bridge Name	ORB11	Station	Span	Acceleration Coefficients	Seismic zone	Soil profile type			
		KM44+440	2	0.0912	2	II			
Super structure		PC-Igirder							

### 1. Deck slab

Concrete	$f'_c = 35 \text{ Mpa}$	Cantilever slab			Inner slab				
		strength	service	extreme	Pos.		Neg.		
					strength	service	strength	service	
Internal forces at section									
Mu	Flexual Moment	KNm	21	15	95	44	26	46	28
flexural Moment checking									
As	Tension Reinforcement	m2	0.00188	0.00188	0.00188	0.00188	0.00188	0.00188	0.00188
Mr	Factored resistance	KNm	90	100	100	90	100	90	100
Mu	Flexual Moment	KNm	21	15	95	44	26	46	28
flexural Moment checking		-	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
fsa	Value	Mpa	-	240	-	-	240	-	240
fs	So tensil stress in reif	Mpa	-	61	-	-	106	-	112
Checking for control cracking $fs < fsa$		-	-	OK	-	-	OK	-	OK

### 2. Girder

Concrete	$f'_c = 45 \text{ Mpa}$			
Fiber stress check(MPa)				
Fiber of Girder(at L/2)		top	bottom	stress limit
At transfer		0.15	18.34	$-1.38 < f < 24.3$
At construction the deck		6.15	12.22	$-3.35 < f < 20.25$
Service limit state I				
Top fiber of Girder(at L/2)		interior girder	Exterior girder	
Prestressing tendon+self weight of girder		7.798	7.029	$-3.35 < f < 20.25$
1/2(Prestressing tendon + self wight of girder)+Live load		6.01	5.861	$-3.35 < f < 18.0$
Prestressing tendon+self wight of girder+Live load+		9.909	9.376	$-3.35 < f < 27.0$
Top fiber of deck(at L/2)		interior girder	Exterior girder	
additional load		1.253	1.261	$f < 15.75$
additional load+Live load		5.168	5.614	$f < 21.0$
Service limit state III				
		interior girder	Exterior girder	
Bottom fiber of girder(at L/2)		-1.006	-1.057	$-3.35 < f < 27.0$
Reinforcement of Girder				
Internal forces at strength combination				
		Support	L/2	
Vu	Shear	KN	1371	283
Mu	Flexual Moment	KNm	0	7278
flexural Moment checking				
Aps	Tension prestressing steel	m2	0.00444	0.00444
As	Tension Reinforcement	m2	0.00121	0.00121
Mr	Factored resistance	KNm	6635	10471
Mu	Flexual Moment	KNm	0	7278
flexural Moment checking		-	OK	OK
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	1195	1039
Checking $Mr \geq \min(1.2Mcr, 1.33Mu)$		-	OK	OK
Shear Force checking				
A'c	Shear Reinforcement	m2	0.0003	0.0003
ex	Strain in tensile reinforcement		-1.28E-04	1.47E-03
Strain checking( $\leq 2.00E-3$ )		-	OK	OK
Vr	Factored shear resistance	KN	3810	887
Vu	Shear	KN	1371	283
Shear checking		-	OK	OK

### 4.Amount of reinforcement per cube meter

	reinforcement	concrete	reinf./conc
Deck slab	50060.20	237.22	211.029
Girder	47576.00	313.87	151.579

Category	Thruway						
Bridge Name	ORB11	Station	Span	Acceleration Coefficients	Seismic zone	Soil profile type	
		KM44+440	2	0.0912	2	II	
Abutment A1							

### 1.Abutment

Concrete	f'c = 30 Mpa		1-1		2-2		
			strength	service	service	strength	extreme
Internal forces at section							
Vu	Shear	KN	579	351	1510	2015	2290
Mu	Flexual Moment	KNm	423	229	4326	5621	5281
flexural Moment checking							
As	Tension Reinforcement	m2	0.01677	0.01677	0.03781	0.03781	0.03781
Mr	Factored resistance	KNm	2318	2576	21308	19177	21308
Mu	Flexual Moment	KNm	423	229	4326	5621	5281
	flexural Moment checking	-	OK	OK	OK	OK	OK
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	1087	1087	10004	10004	10004
	Checking $Mr \geq \min(1.2Mcr, 1.33Mu)$	-	OK	OK	OK	OK	OK
fsa	Value	Mpa	-	240	240	-	-
fs	So tensil stress in reif	Mpa	-	33	84	-	-
	Checking for control cracking $fs < fsa$	-	-	OK	OK	-	-
A'c	Shear Reinforcement	m2	0.003	0.003	0.0021	0.0021	0.0021
ex	Strain in tensile reinforcement	-	3.36E-04	1.68E-04	2.14E-04	2.56E-04	3.46E-04
	Strain checking ( $\leq 2.00E-3$ )	-	OK	OK	OK	OK	OK
Vr	Factored shear resistance	-	8649	11379	33532	28901	29674
Vu	Shear	-	579	351	1510	2015	2290
	Shear checking	-	OK	OK	OK	OK	OK

Concrete	f'c = 30 Mpa		3-3		4-4		
			service	strength	extreme	extreme	strength
Internal forces at section							
Vu	Shear	KN	9859	13982	9944	2513	264
Mu	Flexual Moment	KNm	7144	10026	6494	5008	3421
flexural Moment checking							
As	Tension Reinforcement	m2	0.04124	0.04124	0.04124	0.04124	0.04124
Mr	Factored resistance	KNm	29891	26902	29891	31186	28067
Mu	Flexual Moment	KNm	7144	10026	6494	5008	3421
	flexural Moment checking	-	OK	OK	OK	OK	OK
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	17942	17942	17942	17942	17942
	Checking $Mr \geq \min(1.2Mcr, 1.33Mu)$	-	OK	OK	OK	OK	OK
fsa	Value	Mpa	166	-	-	-	-
fs	So tensil stress in reif	Mpa	99	-	-	-	-
	Checking for control cracking $fs < fsa$	-	OK	-	-	-	-
A'c	Shear Reinforcement	m2	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004
ex	Strain in tensile reinforcement	-	1.08E-03	1.40E-03	1.01E-03	4.59E-04	1.71E-05
	Strain checking ( $\leq 2.00E-3$ )	-	OK	OK	OK	OK	OK
Vr	Factored shear resistance	-	29216	23973	29816	38136	55364
Vu	Shear	-	9859	13982	9944	2513	264
	Shear checking	-	OK	OK	OK	OK	OK



## Abutment A1

Concrete		$f'_c = 30 \text{ Mpa}$	5-5		6-6		
			service	strength	service	strength	extreme
Internal forces at section							
Vu	Shear	KN	74	116	203	315	315
Mu	Flexual Moment	KNm	172	273	179	278	278
flexural Moment checking							
As	Tension Reinforcement	m2	0.0022	0.0022	0.0022	0.0022	0.0022
Mr	Factored resistance	KNm	353	318	353	318	318
Mu	Flexual Moment	KNm	172	273	179	278	278
flexural Moment checking		-	OK	OK	OK	OK	OK
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	89	89	89	89	89
Checking $M_r \geq \min(1.2M_{cr}, 1.33M_u)$		-	OK	OK	OK	OK	OK
fsa	Value	Mpa	240	-	240	-	-
fs	So tensil stress in reif	Mpa	192	-	200	-	-
Checking for control cracking $f_s < f_{sa}$		-	OK	-	OK	-	-
A'sc	Shear Reinforcement	m2	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003
ex	Strain in tensile reinforcement	-	1.01E-03	1.58E-03	1.23E-03	1.85E-03	1.85E-03
Strain checking ( $\leq 2.00E-3$ )		-	OK	OK	OK	OK	OK
Vr	Factored shear resistance	-	574	441	540	416	416
Vu	Shear	-	74	116	203	315	315
Shear checking		-	OK	OK	OK	OK	OK

## 2.Foundation

Foundation Data						
Lf	Length of foundation	m	5.5			
Wf	Width of foundation	m	12.6			
Hf	Height of foundation	m	2			
EL1	Bottom of foundation elevation	m	10			
Settlement checking			1:applied	2:Not applied	2	not applied
Su	Settlement of foundation	mm	0.625			
So	Tolerable settlement	mm	25.4			
Settlement checking		-	OK			
Case 1		Piles foundation		1:applied	2:Not applied	1 applied
Pile data						
EL2	Pile tip elevation	m	0			
L	Pile length	m	10			
n	Number of pile	m	6			
Pile capacity checking						
Pu	Maximum pile reaction	KN	3002			
Po	Estimated pile capacity	KN	8833			
Pile capacity checking		-	OK			
Horizontal movement checking						
Horizontal movement at top of abutment		mm	-			
Tolerable Horizontal movement		mm	38			
Horizontal movement checking		-	OK			

**Abutment A1**

Case 2	Spread foundation		1:applied	2:Not applied	2	not applied
			Strength		Extreme	
Bearing resistance at bottom of foundation checking (effective foundation)						
$\sigma_{max}$	Stress at bottom of foundation	KN/m2				
$\phi_r$	Factored resistance	KN/m2				
Bearing resistance checking		-	OK		OK	
Sliding checking						
H	Horizontal force	KN				
Qr	Factored resistance against faikure by sliding	KN				
Sliding checking		-	OK		OK	
Overturning checking - longitudinal direction						
ex	Longitudinal excentricity	m				
[ex]	Tolerable excentricity	m			0	
Overturning checking		-	OK		OK	
Overturning checking - transversal direction						
ey	Transversal excentricity	m				
[ey]	Tolerable excentricity	m			0	
Overturning checking		-	OK		OK	

**3.Amount of reinforcement per cube meter**

	reinforcement	concrete	reinf./conc
Abutment A1	30898.34	451.4	68.456
Abutment A2	30227.14	443.0	68.234

Category	Thruway						
Bridge Name	ORB11	Station	Span	Acceleration Coefficients	Seismic zone	Soil profile type	
		KM44+440	2	0.0912	2	II	
Pier P1							

### 1. Pier

#### a. Piercap design

Concrete	$f'_c = 30 \text{ Mpa}$		A-A			G1	
			strength	service	Extreme	strength	service
Internal forces at section							
Vu	Shear	KN	5218	3761	-	2849	1990
Mu	Flexual Moment	KNm	14448	10258	-	118	94
flexural Moment checking							
As	Tension Reinforcement	m2	0.03124	0.03124	0.03124	0.03124	0.03124
Mr	Factored resistance	KNm	27416	30462	30462	27416	30462
Mu	Flexual Moment	KNm	14448	10258	-	118	94
flexural Moment checking		-	OK	OK	OK	OK	OK
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	4734	4734	4734	4734	4734
Checking $M_r \geq \min(1.2M_{cr}, 1.33M_u)$		-	OK	OK	OK	OK	OK
fsa	Value	Mpa	-	240	-	-	240
fs	So tensil stress in reif	Mpa	-	140	-	-	1
Checking for control cracking $f_s < f_{sa}$		-	-	OK	-	-	OK
A'c	Shear Reinfoecement	m2	0.0013	0.0013	0.0013	0.0013	0.0013
ex	Strain in tensile reinforcement	-	1.41E-03	1.04E-03	-	2.56E-03	2.45E-03
Strain checking ( $\leq 2.00E-3$ )		-	OK	OK	OK	OK	OK
Vr	Factored shear resistance	-	11912	15005	-	19057	21307
Vu	Shear	-	5218	3761	-	2849	1990
Shear checking		-	OK	OK	OK	OK	OK

#### b. Pier column design

Concrete		f'c = 30 Mpa		Longitudinal direction			Transversal direction		
Lp	Pier column thickness	m	1.4						
Bp	Pier column width	m	5.5						
Internal forces at section									
			service	strength	Extreme	service	strength	Extreme	
Nu	Axial force	KN	9954	13015	12007	9954	13015	12007	
Vu	Shear	KN	180	235	53	105	127	3	
Mu	Flexual Moment	KNm	2970	3889	1046	5593	7336	2079	
Biaxial flexure checking									
As	Longitudinal reinforcement	m2	0.066	0.066	0.066	0.066	0.066	0.066	
Biaxial flexure checking (view diagram)		-	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
Shear design									
A'c	Shear Reinforcement		0.0012			0.0002			
Shear checking		-	OK			OK			

# Pier P1

## c. Pier foundation

Concrete		f'c = 30 Mpa	Longitudinal direction			Transversal direction		
			strength	service	extreme	strength	service	extreme
Internal forces at section								
Vu	Shear	KN	7060	0	8747	11955	0	14320
Mu	Flexual Moment	KNm	3097	2596	4826	10187	9045	13149
flexural Moment checking								
As	Tension Reinforcement	m2	0.010362	0.010362	0.010362	0.026187	0.026187	0.026187
Mr	Factored resistance	KNm	6766	7518	7518	16963	18848	18848
Mu	Flexual Moment	KNm	3097	2596	4826	10187	9045	13149
flexural Moment checking		-	OK	OK	OK	OK	OK	OK
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	4119	4119	4119	13537	13537	13537
Checking Mr>=min(1.2Mcr,1.33Mu)		-	OK	OK	OK	OK	OK	OK
fsa	Value	Mpa	-	160	-	-	218	-
fs	So tensil stress in reif	Mpa	-	142	-	-	199	-
Checking for control cracking fs<fsa		-	-	OK	-	-	OK	-
A'c	Shear Reinforcement	m2	0.001814	0.001814	0.001814	0.001799	0.001799	0.001799
ex	Strain in tensile reinforcement	-	7.70E-04	-	-	7.90E-04	-	-
Strain checking(<=2.00E-3)		-	OK	-	-	OK	-	-
Vr	Factored shear resistance	-	10702	-	-	18289	-	-
Vu	Shear	-	7060	0	8747	11955	0	14320
Shear checking		-	OK	-	-	OK	-	-

# Pier P1

## 2.Foundation

Foundation Data					
Lf	Length of foundation	m	5.5		
Wf	Width of foundation	m	9		
Hf	Height of foundation	m	2		
EL1	Bottom of foundation elevation	m	2.5		
Settlement checking			1:applied	2:Not applied	2 not applied
Su	Settlement of foundation	mm	-		
So	Tolerable settlement	mm	10		
Settlement checking		-	OK		
Case 1		Piles foundation	1:applied	2:Not applied	2 not applied
Pile data					
EL2	Pile tip elevation	m			
L	Pile length	m	2.5		
n	Number of pile	m			
Pile capacity checking					
			Strength		
Pu	Maximum pile reaction	KN			
Po	Estimated pile capacity	KN			
Pile capacity checking		-	OK		

Case 2	Spread foundation		1:applied	2:Not applied	1	applied
			Strength		Extreme	
Bearing resistance at bottom of foundation checking (effective foundation)						
$\sigma_{max}$	Stress at bottom of foundation	KN/m2	463		317	
$\phi_r$	Factored resistance	KN/m2	6271		10451	
Bearing resistance checking		-	OK		OK	
Sliding checking						
H	Horizontal force	KN	267		53	
Qr	Factored resistance against faikure by sliding	KN	10071		7891	
Sliding checking		-	OK		OK	
Overturning checking - longitudinal direction						
ex	Longitudinal excentricity	m	0.35		0.1	
[ex]	Tolerable excentricity	m	2.02		2.02	
Overturning checking		-	OK		OK	
Overturning checking - transversal direction						
ey	Transversal excentricity	m	0.64		0.19	
[ey]	Tolerable excentricity	m	3.3		3.3	
Overturning checking		-	OK		OK	

## 3.Amount of reinforcement per cube meter

	reinforcement	concrete	reinf./conc
P1	61618.00	473.8	130.051

**(4) ORB12**

Category		Thruway							
Bridge Name	ORB12	Station	KM45+438	Span	1	Acceleration Coefficients	0.031	Seismic zone	1
								Soil profile type	I
Super structure				PC-Igirder					

### 1. Deck slab

Concrete		f <sub>c</sub> = 35 Mpa		Cantilever slab			Inner slab		
				strength	service	extreme	Pos.		Neg.
							strength	service	strength service
Internal forces at section									
Mu	Flexual Moment	KNm	16	12	90	41	24	38	23
flexural Moment checking									
As	Tension Reinforcement	m2	0.00177	0.00177	0.00177	0.00177	0.00177	0.00177	0.00177
Mr	Factored resistance	KNm	85	94	94	85	94	85	94
Mu	Flexual Moment	KNm	16	12	90	41	24	38	23
flexural Moment checking		-	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
f <sub>sa</sub>	Value	Mpa	-	240	-	-	240	-	240
f <sub>s</sub>	So tensil stress in reif	Mpa	-	53	-	-	105	-	98
Checking for control cracking f <sub>s</sub> <f <sub>sa</sub>		-	-	OK	-	-	OK	-	OK

### 2. Girder

Concrete		f <sub>c</sub> = 45 Mpa					
Fiber stress check(MPa)							
Fiber of Girder(at L/2)		top		bottom		stress limit	
At transfer		0.6		19.1		-1.38<f<24.3	
At construction the deck		7.77		11.89		-3.35<f<20.25	
Service limit state I							
Top fiber of Girder(at L/2)		interior girder		Exterior girder			
Prestressing tendon+self weight of girder		10.103		9.206		-3.35<f<20.25	
1/2(Prestressing tendon + self wight of girder)+Live load		7.519		7.455		-3.35<f<18.0	
Prestressing tendon+self wight of girder+Live load+		12.571		12.058		-3.35<f<27.0	
Top fiber of deck(at L/2)		interior girder		Exterior girder			
additional load		1.619		1.63		f<15.75	
additional load+Live load		5.884		6.557		f<21.0	
Service limit state III							
		interior girder		Exterior girder			
Bottom fiber of girder(at L/2)		-1.21		-1.236		-3.35<f<27.0	
Reinforcement of Girder							
Internal forces at strength combination							
		Support		L/2			
Vu	Shear	KN	1631	296			
Mu	Flexual Moment	KNm	0	11303			
flexural Moment checking							
Aps	Tension prestressing steel	m2	0.0074	0.0074			
As	Tension Reinforcement	m2	0.00121	0.00121			
Mr	Factored resistance	KNm	11946	18993			
Mu	Flexual Moment	KNm	0	11303			
flexural Moment checking		-	OK	OK			
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	1661	1515			
Checking Mr>=min(1.2Mcr,1.33Mu)		-	OK	OK			
Shear Force checking							
A'c	Shear Reinforcement	m2	0.0004	0.0004			
ex	Strain in tensile reinforcement		-3.91E-04	-2.82E-04			
Strain checking(<=2.00E-3)		-	OK	OK			
Vr	Factored shear resistance	KN	5548	2787			
Vu	Shear	KN	1631	296			
Shear checking		-	OK	OK			

### 4.Amount of reinforcement per cube meter

	reinforcement	concrete	reinf./conc
Deck slab	41040.50	168.62	243.390
Girder	35718.00	267.6	133.475

Category	Thruway						
Bridge Name	ORB12	Station	Span	Acceleration Coefficients	Seismic zone	Soil profile type	
		KM45+438	1	0.031	1	I	
Abutment A1							

### 1.Abutment

Concrete	f'c = 30 Mpa		1-1		2-2		
			strength	service	service	strength	extreme
Internal forces at section							
Vu	Shear	KN	712	434	2416	3597	3175
Mu	Flexual Moment	KNm	617	349	9163	13566	12696
flexural Moment checking							
As	Tension Reinforcement	m2	0.01677	0.01677	0.051744	0.051744	0.051744
Mr	Factored resistance	KNm	2318	2576	25665	23099	25665
Mu	Flexual Moment	KNm	617	349	9163	13566	12696
flexural Moment checking		-	OK	OK	OK	OK	OK
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	1087	1087	16304	16304	16304
Checking Mr>=min(1.2Mcr,1.33Mu)		-	OK	OK	OK	OK	OK
fsa	Value	Mpa	-	240	146	-	-
fs	So tensil stress in reif	Mpa	-	50	134	-	-
Checking for control cracking fs<fsa		-	-	OK	OK	-	-
A'c	Shear Reinforcement	m2	0.00404	0.00404	0.002375	0.002375	0.002375
ex	Strain in tensile reinforcement	-	4.69E-04	2.67E-04	6.20E-04	6.20E-04	6.20E-04
Strain checking(<=2.00E-3)		-	OK	OK	OK	OK	OK
Vr	Factored shear resistance	-	7690	10854	-	16169	-
Vu	Shear	-	712	434	-	3597	-
Shear checking		-	OK	OK	-	OK	-

Concrete	f'c = 30 Mpa		3-3		4-4		
			service	strength	extreme	extreme	strength
Internal forces at section							
Vu	Shear	KN	11706	16605	14734	4139	3074
Mu	Flexual Moment	KNm	18101	26064	23004	11762	9159
flexural Moment checking							
As	Tension Reinforcement	m2	0.067284	0.067284	0.067284	0.026376	0.026376
Mr	Factored resistance	KNm	43022	43022	43022	17259	15533
Mu	Flexual Moment	KNm	18101	26064	23004	11762	9159
flexural Moment checking		-	OK	OK	OK	OK	OK
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	28985	28985	28985	12182	12182
Checking Mr>=min(1.2Mcr,1.33Mu)		-	OK	OK	OK	OK	OK
fsa	Value	Mpa	160	-	-	171	-
fs	So tensil stress in reif	Mpa	157	-	-	126	-
Checking for control cracking fs<fsa		-	OK	-	-	OK	-
A'c	Shear Reinforcement	m2	0.004242	0.004242	0.004242	0.004242	0.004242
ex	Strain in tensile reinforcement	-	-	5.40E-04	-	1.80E-04	-
Strain checking(<=2.00E-3)		-	-	OK	-	OK	-
Vr	Factored shear resistance	-	-	22833	-	23366	-
Vu	Shear	-	11706	16605	14734	4139	3074
Shear checking		-	-	OK	-	OK	-



Abutment A1							
Concrete		$f'_c = 30 \text{ Mpa}$	5-5		6-6		
			service	strength	service	strength	extreme
Internal forces at section							
Vu	Shear	KN	167	265	269	428	428
Mu	Flexual Moment	KNm	154	248	118	184	184
flexural Moment checking							
As	Tension Reinforcement	m2	0.00266	0.00266	0.00266	0.00266	0.00266
Mr	Factored resistance	KNm	432	389	432	389	389
Mu	Flexual Moment	KNm	154	248	118	184	184
flexural Moment checking		-	OK	OK	OK	OK	OK
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	90	90	90	90	90
Checking $M_r \geq \min(1.2M_{cr}, 1.33M_u)$		-	OK	OK	OK	OK	OK
fsa	Value	Mpa	240	-	240	-	-
fs	So tensil stress in reif	Mpa	143	-	110	-	-
Checking for control cracking $f_s < f_{sa}$		-	OK	-	OK	-	-
A'c	Shear Reinforcement	m2	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003
ex	Strain in tensile reinforcement	-	8.79E-04	1.38E-03	8.81E-04	1.30E-03	1.30E-03
Strain checking ( $\leq 2.00E-3$ )		-	OK	OK	OK	OK	OK
Vr	Factored shear resistance	-	573	450	576	460	460
Vu	Shear	-	167	265	269	428	428
Shear checking		-	OK	OK	OK	OK	OK
2.Foundation							
Foundation Data							
Lf	Length of foundation	m	6				
Wf	Width of foundation	m	12.6				
Hf	Height of foundation	m	2				
EL1	Bottom of foundation elevation	m	9				
Settlement checking			1:applied	2:Not applied	2	not applied	
Su	Settlement of foundation	mm					
So	Tolerable settlement	mm	25.4				
Settlement checking		-	OK				
Case 1      Piles foundation      1:applied      2:Not applied      2      not applied							
Pile data							
EL2	Pile tip elevation	m	0				
L	Pile length	m	9				
n	Number of pile	m	8				
Pile capacity checking							
Pu	Maximum pile reaction	KN	7989				
Po	Estimated pile capacity	KN	3881				
Pile capacity checking		-	OK				
Horizontal movement checking							
Horizontal movement at top of abutment		mm	-				
Tolerable Horizontal movement		mm	38				
Horizontal movement checking		-	OK				

Abutment A1					
Case 2	Spread foundation	1:applied	2:Not applied	1	applied
		Strength		Extreme	
Bearing resistance at bottom of foundation checking (effective foundation)					
$\sigma_{max}$	Stress at bottom of foundation	KN/m2			
$\phi_r$	Factored resistance	KN/m2			
Bearing resistance checking		-	OK	OK	
Sliding checking					
H	Horizontal force	KN			
Qr	Factored resistance against faikure by sliding	KN			
Sliding checking		-	OK	OK	
Overturning checking - longitudinal direction					
ex	Longitudinal excentricity	m			
[ex]	Tolerable excentricity	m		0	
Overturning checking		-	OK	OK	
Overturning checking - transversal direction					
ey	Transversal excentricity	m			
[ey]	Tolerable excentricity	m		0	
Overturning checking		-	OK	OK	
3.Amount of reinforcement per cube meter					
	reinforcement	concrete	reinf./conc		
Abutment A1	36388.00	572.3	63.582		
Abutment A2	36762.30	580.4	63.340		

**(5) CB12**

Category		Thruway								
Bridge Name	CB12									
1. Deck slab										
Concrete		f'c = 35 Mpa		Cantilever slab			Inner slab			
				strength	service	extreme	Pos.		Neg.	
							strength	service	strength	service
Internal forces at section										
Mu	Flexual Moment	KNm	21	15	95	44	26	46	28	
flexural Moment checking										
As	Tension Reinforcement	m2	0.00188	0.00188	0.00188	0.00188	0.00188	0.00188	0.00188	
Mr	Factored resistance	KNm	90	100	100	90	100	90	100	
Mu	Flexual Moment	KNm	21	15	95	44	26	46	28	
flexural Moment checking		-	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
fsa	Value	Mpa	-	240	-	-	240	-	240	
fs	So tensil stress in reif	Mpa	-	61	-	-	106	-	112	
Checking for control cracking fs<fsa		-	-	OK	-	-	OK	-	OK	
2. Girder										
Concrete		f'c = 45 Mpa								
Fiber stress check(MPa)										
Fiber of Girder(at L/2)			top		bottom		stress limit			
At transfer			-0.42		21.23		-1.38<f<24.3			
At construction the deck			7.03		13.64		-3.35<f<20.25			
Service limit state I										
Top fiber of Girder(at L/2)			Interior girder		Exterior girder					
Prestressing tendon+self weight of girder			9.167		8.243		-3.35<f<20.25			
1/2(Prestressing tendon + self wight of girder)+Live load			6.856		6.727		-3.35<f<18.0			
Prestressing tendon+self wight of girder+Live load+			11.439		10.849		-3.35<f<27.0			
Top fiber of deck(at L/2)			Interior girder		Exterior girder					
additional load			1.486		1.486		f<15.75			
additional load+Live load			5.697		6.316		f<21.0			
Service limit state III										
			Interior girder		Exterior girder					
Bottom fiber of girder(at L/2)			-0.063		-0.079		-3.35<f<27.0			
Reinforcement of Girder										
Internal forces at strength combination										
			Support		L/2					
Vu	Shear	KN	1487		298					
Mu	Flexual Moment	KNm	0		8946					
flexural Moment checking										
Aps	Tension prestressing steel	m2	0.00474		0.00474					
As	Tension Reinforcement	m2	0.00114		0.00114					
Mr	Factored resistance	KNm	7634		11791					
Mu	Flexual Moment	KNm	0		8946					
flexural Moment checking		-	OK		OK					
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	1287		1110					
Checking Mr>=min(1.2Mcr,1.33Mu)		-	OK		OK					
Shear Force checking										
A'c	Shear Reinforcement	m2	0.0003		0.0003					
ex	Strain in tensile reinforcement		-2.34E-04		5.47E-04					
Strain checking(<=2.00E-3)		-	OK		OK					
Vr	Factored shear resistance	KN	4236		1333					
Vu	Shear	KN	1487		298					
Shear checking		-	OK		OK					
4.Amount of reinforcement per cube meter										
		reinforcement	concrete	reinf./conc						
Deck slab		38313.50	149	257.138						
Girder		27549.60	174.98	157.444						

Category	Thruway						
Bridge Name	CB12						
Abutment A1							

### 1.Abutment

Concrete		f'c = 30 Mpa	1-1		2-2		
			strength	service	service	strength	extreme
Internal forces at section							
Vu	Shear	KN	761	462	3496	5037	4697
Mu	Flexual Moment	KNm	621	350	12971	17992	12979
flexural Moment checking							
As	Tension Reinforcement	m2	0.01677	0.01677	0.07561	0.07561	0.07561
Mr	Factored resistance	KNm	2318	2576	42399	38159	42399
Mu	Flexual Moment	KNm	621	350	12971	17992	12979
flexural Moment checking		-	OK	OK	OK	OK	OK
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	1157	1157	10862	10862	10862
Checking Mr>=min(1.2Mcr,1.33Mu)		-	OK	OK	OK	OK	OK
fsa	Value	Mpa	-	240	240	-	-
fs	So tensil stress in reif	Mpa	-	50	128	-	-
Checking for control cracking fs<fsa		-	-	OK	OK	-	-
A'c	Shear Reinforcement	m2	0.00317	0.00317	0.00226	0.00226	0.00226
ex	Strain in tensile reinforcement	-	5.14E-04	2.76E-04	5.69E-04	8.00E-04	5.86E-04
Strain checking(<=2.00E-3)		-	OK	OK	OK	OK	OK
Vr	Factored shear resistance	-	7570	10842	24997	21068	24876
Vu	Shear	-	761	462	3496	5037	4697
Shear checking		-	OK	OK	OK	OK	OK

Concrete		f'c = 30 Mpa	3-3		4-4		
			service	strength	extreme	extreme	strength
Internal forces at section							
Vu	Shear	KN	10919	15492	10935	3106	6459
Mu	Flexual Moment	KNm	5850	8105	5612	2911	1972
flexural Moment checking							
As	Tension Reinforcement	m2	0.04124	0.04124	0.04124	0.02638	0.02638
Mr	Factored resistance	KNm	29916	26924	29916	20052	18047
Mu	Flexual Moment	KNm	5850	8105	5612	2911	1972
flexural Moment checking		-	OK	OK	OK	OK	OK
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	19058	19058	19058	19058	19058
Checking Mr>=min(1.2Mcr,1.33Mu)		-	OK	OK	OK	OK	OK
fsa	Value	Mpa	163	-	-	-	-
fs	So tensil stress in reif	Mpa	81	-	-	-	-
Checking for control cracking fs<fsa		-	OK	-	-	-	-
A'c	Shear Reinforcement	m2	0.00424	0.00424	0.00424	0.00424	0.00424
ex	Strain in tensile reinforcement	-	1.07E-03	1.37E-03	1.02E-03	5.98E-04	8.11E-04
Strain checking(<=2.00E-3)		-	OK	OK	OK	OK	OK
Vr	Factored shear resistance	-	31083	25667	31558	37542	31603
Vu	Shear	-	10919	15492	10935	3106	6459
Shear checking		-	OK	OK	OK	OK	OK

## Abutment A1

Concrete		$f'_c = 30 \text{ Mpa}$	5-5		6-6		
			service	strength	service	strength	extreme
Internal forces at section							
Vu	Shear	KN	89	118	203	306	306
Mu	Flexual Moment	KNm	175	246	179	278	278
flexural Moment checking							
As	Tension Reinforcement	m2	0.00188	0.00188	0.00228	0.00228	0.00228
Mr	Factored resistance	KNm	303	303	370	333	333
Mu	Flexual Moment	KNm	175	246	179	278	278
flexural Moment checking		-	OK	OK	OK	OK	OK
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	88	88	88	88	88
Checking $M_r \geq \min(1.2M_{cr}, 1.33M_u)$		-	OK	OK	OK	OK	OK
fsa	Value	Mpa	240	-	240	-	-
fs	So tensil stress in reif	Mpa	228	-	193	-	-
Checking for control cracking $f_s < f_{sa}$		-	OK	-	OK	-	-
A'sc	Shear Reinforcement	m2	0.00034	0.00034	0.00034	0.00034	0.00034
ex	Strain in tensile reinforcement	-	1.23E-03	1.68E-03	1.19E-03	1.78E-03	1.78E-03
Strain checking ( $\leq 2.00E-3$ )		-	OK	OK	OK	OK	OK
Vr	Factored shear resistance	-	541	433	543	420	420
Vu	Shear	-	89	118	203	306	306
Shear checking		-	OK	OK	OK	OK	OK

## 2.Foundation

Foundation Data						
Lf	Length of foundation	m	6.5			
Wf	Width of foundation	m	12.6			
Hf	Height of foundation	m	2			
EL1	Bottom of foundation elevation	m	9			
Settlement checking			1:applied	2:Not applied	2	not applied
Su	Settlement of foundation	mm	1.555			
So	Tolerable settlement	mm	25.4			
Settlement checking		-	OK			
Case 1	Piles foundation		1:applied	2:Not applied	1	applied
Pile data						
EL2	Pile tip elevation	m	1			
L	Pile length	m	8			
n	Number of pile	m	7			
Pile capacity checking						
Pu	Maximum pile reaction	KN	4895			
Po	Estimated pile capacity	KN	6156			
Pile capacity checking		-	OK			
Horizontal movement checking						
Horizontal movement at top of abutment		mm	12			
Tolerable Horizontal movement		mm	38			
Horizontal movement checking		-	OK			

Abutment A1					
Case 2	Spread foundation	1:applied	2:Not applied	2	not applied
		Strength		Extreme	
Bearing resistance at bottom of foundation checking (effective foundation)					
$\sigma_{max}$	Stress at bottom of foundation	KN/m2			
$\phi_r$	Factored resistance	KN/m2			
Bearing resistance checking		-	OK	OK	
Sliding checking					
H	Horizontal force	KN			
Qr	Factored resistance against faikure by sliding	KN			
Sliding checking		-	OK	OK	
Overturning checking - longitudinal direction					
ex	Longitudinal excentricity	m			
[ex]	Tolerable excentricity	m		0	
Overturning checking		-	OK	OK	
Overturning checking - transversal direction					
ey	Transversal excentricity	m			
[ey]	Tolerable excentricity	m		0	
Overturning checking		-	OK	OK	
3.Amount of reinforcement per cube meter					
	reinforcement	concrete	reinf./conc		
Abutment A1	43035.40	678.0	63.472		
Abutment A2	40825.89	635.4	64.248		

**(6) ORB13**



Category	Thruway								
Bridge Name	ORB13	Station	Span	Acceleration Coefficients	Seismic zone	Soil profile type			
	KM45+884.5	2	0.0301	2	I				
Super structure		PC-Igirder							

### 1. Deck slab

Concrete		$f'_c = 35 \text{ Mpa}$	Cantilever slab			Inner slab			
			strength	service	extreme	Pos.		Neg.	
						strength	service	strength	service
Internal forces at section									
Mu	Flexual Moment	KNm	21	15	95	44	26	46	28
flexural Moment checking									
As	Tension Reinforcement	m2	0.00188	0.00188	0.00188	0.00188	0.00188	0.00188	0.00188
Mr	Factored resistance	KNm	90	100	100	90	100	90	100
Mu	Flexual Moment	KNm	21	15	95	44	26	46	28
flexural Moment checking		-	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
fsa	Value	Mpa	-	240	-	-	240	-	240
fs	So tensil stress in reif	Mpa	-	61	-	-	106	-	112
Checking for control cracking $fs < fsa$		-	-	OK	-	-	OK	-	OK

### 2. Girder

Concrete		$f'_c = 45 \text{ Mpa}$		
Fiber stress check(MPa)				
Fiber of Girder(at L/2)		top	bottom	stress limit
At transfer		-0.42	21.23	$-1.38 < f < 24.3$
At construction the deck		7.03	13.64	$-3.35 < f < 20.25$
Service limit state I				
Top fiber of Girder(at L/2)		ilterior girder	Exterior girder	
Prestressing tendon+self weight of girder		9.167	8.243	$-3.35 < f < 20.25$
1/2(Prestressing tendon + self wight of girder)+Live load		6.856	6.727	$-3.35 < f < 18.0$
Prestressing tendon+self wight of girder+Live load+		11.439	10.849	$-3.35 < f < 27.0$
Top fiber of deck(at L/2)		ilterior girder	Exterior girder	
additional load		1.486	1.486	$f < 15.75$
additional load+Live load		5.697	6.316	$f < 21.0$
Service limit state III				
		ilterior girder	Exterior girder	
Bottom fiber of girder(at L/2)		-0.063	-0.079	$-3.35 < f < 27.0$
Reinforcement of Girder				
Internal forces at strength combination				
		Support	L/2	
Vu	Shear	KN	1487	298
Mu	Flexual Moment	KNm	0	8946
flexural Moment checking				
Aps	Tension prestressing steel	m2	0.00474	0.00474
As	Tension Reinforcement	m2	0.00114	0.00114
Mr	Factored resistance	KNm	7634	11791
Mu	Flexual Moment	KNm	0	8946
flexural Moment checking		-	OK	OK
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	1287	1110
Checking $Mr \geq \min(1.2Mcr, 1.33Mu)$		-	OK	OK
Shear Force checking				
A'c	Shear Reinforcement	m2	0.0003	0.0003
ex	Strain in tensile reinforcement		-2.34E-04	5.47E-04
Strain checking( $\leq 2.00E-3$ )		-	OK	OK
Vr	Factored shear resistance	KN	4236	1333
Vu	Shear	KN	1487	298
Shear checking		-	OK	OK

### 4.Amount of reinforcement per cube meter

	reinforcement	concrete	reinf./conc
Deck slab	74302.70	289.79	256.402
Girder	54643.20	379.3	144.063

Category	Thruway						
Bridge Name	ORB13	Station	Span	Acceleration Coefficients	Seismic zone	Soil profile type	
		KM45+884.5	2	0.0301	2	I	
Abutment A1							

### 1.Abutment

Concrete	f'c = 30 Mpa		1-1		2-2		
			strength	service	service	strength	extreme
Internal forces at section							
Vu	Shear	KN	677	411	3820	5504	5255
Mu	Flexual Moment	KNm	526	289	15186	21022	15440
flexural Moment checking							
As	Tension Reinforcement	m2	0.01697	0.01697	0.06248	0.06248	0.06248
Mr	Factored resistance	KNm	2346	2607	42601	38341	42601
Mu	Flexual Moment	KNm	526	289	15186	21022	15440
flexural Moment checking		-	OK	OK	OK	OK	OK
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	1087	1087	14654	14654	14654
Checking Mr>=min(1.2Mcr,1.33Mu)		-	OK	OK	OK	OK	OK
fsa	Value	Mpa	-	240	240	-	-
fs	So tensil stress in reif	Mpa	-	41	149	-	-
Checking for control cracking fs<fsa		-	-	OK	OK	-	-
A'c	Shear Reinforcement	m2	0.003	0.003	0.0021	0.0021	0.0021
ex	Strain in tensile reinforcement	-	4.19E-04	2.15E-04	5.59E-04	7.66E-04	5.49E-04
Strain checking(<=2.00E-3)		-	OK	OK	OK	OK	OK
Vr	Factored shear resistance	-	7899	10857	28549	24214	28625
Vu	Shear	-	677	411	3820	5504	5255
Shear checking		-	OK	OK	OK	OK	OK

Concrete	f'c = 30 Mpa		3-3		4-4		
			service	strength	extreme	extreme	strength
Internal forces at section							
Vu	Shear	KN	7724	11102	6662	6244	8697
Mu	Flexual Moment	KNm	25310	36365	23319	13193	20809
flexural Moment checking							
As	Tension Reinforcement	m2	0.06728	0.06728	0.06728	0.05236	0.05236
Mr	Factored resistance	KNm	48232	43409	48232	39466	35519
Mu	Flexual Moment	KNm	25310	36365	23319	13193	20809
flexural Moment checking		-	OK	OK	OK	OK	OK
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	18309	18309	18309	18097	18097
Checking Mr>=min(1.2Mcr,1.33Mu)		-	OK	OK	OK	OK	OK
fsa	Value	Mpa	160	-	-	-	-
fs	So tensil stress in reif	Mpa	218	-	-	-	-
Checking for control cracking fs<fsa		-	OK	-	-	-	-
A'c	Shear Reinforcement	m2	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004
ex	Strain in tensile reinforcement	-	1.32E-03	1.84E-03	1.20E-03	1.01E-03	1.44E-03
Strain checking(<=2.00E-3)		-	OK	OK	OK	OK	OK
Vr	Factored shear resistance	-	26960	21323	27895	30961	24610
Vu	Shear	-	7724	11102	6662	6244	8697
Shear checking		-	OK	OK	OK	OK	OK

## Abutment A1

Concrete		$f'_c = 30 \text{ Mpa}$	5-5		6-6		
			service	strength	service	strength	extreme
Internal forces at section							
Vu	Shear	KN	128	196	326	500	500
Mu	Flexual Moment	KNm	362	565	398	611	611
flexural Moment checking							
As	Tension Reinforcement	m2	0.00344	0.00344	0.00344	0.00344	0.00344
Mr	Factored resistance	KNm	973	876	973	876	876
Mu	Flexual Moment	KNm	362	565	398	611	611
flexural Moment checking		-	OK	OK	OK	OK	OK
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	89	89	89	89	89
Checking $M_r \geq \min(1.2M_{cr}, 1.33M_u)$		-	OK	OK	OK	OK	OK
fsa	Value	Mpa	240	-	240	-	-
fs	So tensil stress in reif	Mpa	154	-	169	-	-
Checking for control cracking $f_s < f_{sa}$		-	OK	-	OK	-	-
A's	Shear Reinforcement	m2	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002
ex	Strain in tensile reinforcement	-	8.59E-04	1.30E-03	1.11E-03	1.63E-03	1.63E-03
Strain checking ( $\leq 2.00E-3$ )		-	OK	OK	OK	OK	OK
Vr	Factored shear resistance	-	922	732	861	672	672
Vu	Shear	-	128	196	326	500	500
Shear checking		-	OK	OK	OK	OK	OK

## 2.Foundation

Foundation Data						
Lf	Length of foundation	m	9			
Wf	Width of foundation	m	12.6			
Hf	Height of foundation	m	2			
EL1	Bottom of foundation elevation	m	9			
Settlement checking			1:applied	2:Not applied	2	not applied
Su	Settlement of foundation	mm	1.643			
So	Tolerable settlement	mm	25.4			
Settlement checking		-	OK			
Case 1	Piles foundation		1:applied	2:Not applied	1	applied
Pile data						
EL2	Pile tip elevation	m	1			
L	Pile length	m	8			
n	Number of pile	m	8			
Pile capacity checking						
Pu	Maximum pile reaction	KN	5219			
Po	Estimated pile capacity	KN	6795			
Pile capacity checking		-	OK			
Horizontal movement checking						
Horizontal movement at top of abutment		mm	-			
Tolerable Horizontal movement		mm	38			
Horizontal movement checking		-	OK			

Abutment A1				
Case 2	Spread foundation	1:applied	2:Not applied	2 not applied
		Strength		Extreme
Bearing resistance at bottom of foundation checking (effective foundation)				
$\sigma_{max}$	Stress at bottom of foundation	KN/m2		
$\phi_r$	Factored resistance	KN/m2		
Bearing resistance checking		-	OK	OK
Sliding checking				
H	Horizontal force	KN		
Qr	Factored resistance against faikure by sliding	KN		
Sliding checking		-	OK	OK
Overturning checking - longitudinal direction				
ex	Longitudinal excentricity	m		
[ex]	Tolerable excentricity	m		0
Overturning checking		-	OK	OK
Overturning checking - transversal direction				
ey	Transversal excentricity	m		
[ey]	Tolerable excentricity	m		0
Overturning checking		-	OK	OK
3.Amount of reinforcement per cube meter				
	reinforcement	concrete	reinf./conc	
Abutment A1	62102.70	900.4	68.972	
Abutment A2	62102.70	900.4	68.972	

Category	Thruway						
Bridge Name	ORB13	Station	KM45+884.5	Span	2	Acceleration Coefficients	0.0301
						Seismic zone	2
						Soil profile type	I
Pier P1							

### 1.Pier

#### a. Piercap design

Concrete	$f'_c = 30 \text{ Mpa}$		A-A			G1	
			strength	service	Extreme	strength	service
Internal forces at section							
Vu	Shear	KN	5405	3894	-	3095	2162
Mu	Flexual Moment	KNm	15218	10788	-	115	92
flexural Moment checking							
As	Tension Reinforcement	m2	0.02643	0.02643	0.02643	0.02643	0.02643
Mr	Factored resistance	KNm	22100	24556	24556	22100	24556
Mu	Flexual Moment	KNm	15218	10788	-	115	92
flexural Moment checking		-	OK	OK	OK	OK	OK
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	4192	4192	4192	4192	4192
Checking $M_r \geq \min(1.2M_{cr}, 1.33M_u)$		-	OK	OK	OK	OK	OK
fsa	Value	Mpa	-	240	-	-	240
fs	So tensil stress in reif	Mpa	-	182	-	-	2
Checking for control cracking $f_s < f_{sa}$		-	-	OK	-	-	OK
A'c	Shear Reinfoecement	m2	0.0013	0.0013	0.0013	0.0013	0.0013
ex	Strain in tensile reinforcement	-	1.81E-03	1.33E-03	-	5.28E-04	3.80E-04
Strain checking ( $\leq 2.00E-3$ )		-	OK	OK	OK	OK	OK
Vr	Factored shear resistance	-	10493	12963	-	16195	19209
Vu	Shear	-	5405	3894	-	3095	2162
Shear checking		-	OK	OK	OK	OK	OK

#### b. Pier column design

Concrete		f'c = 30 Mpa		Longitudinal direction			Transversal direction		
Lp	Pier column thickness		m	1.4					
Bp	Pier column width		m	5.5					
Internal forces at section									
			service	strength	Extreme	service	strength	Extreme	
Nu	Axial force		KN	9870	14785	13146	9870	14785	1346
Vu	Shear		KN	202	263	395	123	150	143
Mu	Flexual Moment		KNm	7395	6618	3256	4524	4180	4723
Biaxial flexure checking									
As	Longitudinal reinforcement		m2	0.066	0.066	0.066	0.066	0.066	0.066
Biaxial flexure checking (view diagram)			-	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Shear design									
A'c	Shear Reinforcement			0.0012			0.0004		
Shear checking			-	OK			OK		

# Pier P1

## c. Pier foundation

Concrete		$f'_c = 30 \text{ Mpa}$	Longitudinal direction			Transversal direction		
			strength	service	extreme	strength	service	extreme
Internal forces at section								
Vu	Shear	KN	9640	6024	8512	3391	2577	-
Mu	Flexual Moment	KNm	12716	7915	11475	1279	919	-
flexural Moment checking								
As	Tension Reinforcement	m2	0.03265	0.03265	0.03265	0.0152	0.0152	0.0152
Mr	Factored resistance	KNm	20941	23268	23268	10707	11897	11897
Mu	Flexual Moment	KNm	12716	7915	11475	1279	919	-
flexural Moment checking		-	OK	OK	OK	OK	OK	OK
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	35423	35423	35423	30172	30172	30172
Checking $M_r \geq \min(1.2M_{cr}, 1.33M_u)$		-	OK	OK	OK	OK	OK	OK
f <sub>sa</sub>	Value	Mpa	-	240	-	-	240	-
f <sub>s</sub>	So tensil stress in reif	Mpa	-	140	-	-	34	-
Checking for control cracking $f_s < f_{sa}$		-	-	OK	-	-	OK	-
A' <sub>c</sub>	Shear Reinforcement	m2	0.0016	0.0016	0.0016	0.001	0.001	0.001
ex	Strain in tensile reinforcement	-	1.88E-03	1.25E-03	1.70E-03	8.02E-04	9.97E-04	-
Strain checking ( $\leq 2.00E-3$ )		-	OK	OK	OK	OK	OK	-
V <sub>r</sub>	Factored shear resistance	-	10577	13834	12301	11689	10031	-
V <sub>u</sub>	Shear	-	9640	6024	8512	3391	2577	-
Shear checking		-	OK	OK	OK	OK	OK	-

## Pier P1

### 2.Foundation

Foundation Data					
Lf	Length of foundation	m	6		
Wf	Width of foundation	m	8		
Hf	Height of foundation	m	2		
EL1	Bottom of foundation elevation	m	4		
Settlement checking			1:applied	2:Not applied	2 not applied
Su	Settlement of foundation	mm	-		
So	Tolerable settlement	mm	10		
Settlement checking		-	OK		
Case 1		Piles foundation	1:applied	2:Not applied	2 not applied
Pile data					
EL2	Pile tip elevation	m			
L	Pile length	m	4		
n	Number of pile	m			
Pile capacity checking					
			Strength		
Pu	Maximum pile reaction	KN			
Po	Estimated pile capacity	KN			
Pile capacity checking		-	OK		

Case 2	Spread foundation		1:applied	2:Not applied	1	applied
			Strength		Extreme	
Bearing resistance at bottom of foundation checking (effective foundation)						
$\sigma_{max}$	Stress at bottom of foundation	KN/m2	456		444	
$\phi_r$	Factored resistance	KN/m2	3195		5324	
Bearing resistance checking		-	OK		OK	
Sliding checking						
H	Horizontal force	KN	519		743	
Qr	Factored resistance against faikure by sliding	KN	7072		9204	
Sliding checking		-	OK		OK	
Overturning checking - longitudinal direction						
ex	Longitudinal excentricity	m	0.4		0.82	
[ex]	Tolerable excentricity	m	2.2		2.2	
Overturning checking		-	OK		OK	
Overturning checking - transversal direction						
ey	Transversal excentricity	m	0.64		0.46	
[ey]	Tolerable excentricity	m	2.93		2.93	
Overturning checking		-	OK		OK	

### 3.Amount of reinforcement per cube meter

	reinforcement	concrete	reinf./conc
P1	31510.10	245.5	128.351

**(7) OP11a**



Category	Thruway								
Bridge Name	OP11a	Station	Span	Acceleration Coefficients	Seismic zone	Soil profile type			
		KM47+135.5	1	0.031	1	I			
Super structure		PC-Igirder							

### 1. Deck slab

Concrete	$f'_c = 35 \text{ Mpa}$	Cantilever slab			Inner slab			
		strength	service	extreme	Pos.		Neg.	
					strength	service	strength	service
Internal forces at section								
Mu	Flexual Moment	KNm						
flexural Moment checking								
As	Tension Reinforcement	m2		0	0		0	0
Mr	Factored resistance	KNm		0	0		0	0
Mu	Flexual Moment	KNm	0	0	0	0	0	0
flexural Moment checking		-	OK	OK	OK	OK	OK	OK
fsa	Value	Mpa	-	-	-	-	-	-
fs	So tensil stress in reif	Mpa	-	-	-	-	-	-
Checking for control cracking $fs < fsa$		-	-	OK	-	-	OK	-

### 2. Girder

Concrete	$f'_c = 40 \text{ Mpa}$			
Fiber stress check(MPa)				
Fiber of Girder(at L/2)		top	bottom	stress limit
At transfer		0.15	18.34	$-1.38 < f < 21.6$
At construction the deck		6.15	12.22	$-3.35 < f < 20.25$
Service limit state I				
Top fiber of Girder(at L/2)		interior girder	Exterior girder	
Prestressing tendon+self weight of girder		7.798	7.029	$-3.35 < f < 20.25$
1/2(Prestressing tendon + self wight of girder)+Live load		6.01	5.861	$-3.35 < f < 18.0$
Prestressing tendon+self wight of girder+Live load+		9.909	9.376	$-3.35 < f < 27.0$
Top fiber of deck(at L/2)		interior girder	Exterior girder	
additional load		1.253	1.261	$f < 15.75$
additional load+Live load		5.168	5.614	$f < 21.0$
Service limit state III				
		interior girder	Exterior girder	
Bottom fiber of girder(at L/2)		0.353	0.454	$-3.35 < f < 27.0$
Reinforcement of Girder				
Internal forces at strength combination				
		Support	L/2	
Vu	Shear	KN	1371	283
Mu	Flexual Moment	KNm	0	7278
flexural Moment checking				
Aps	Tension prestressing steel	m2	0.00444	0.00444
As	Tension Reinforcement	m2	0.00121	0.00121
Mr	Factored resistance	KNm	6635	10471
Mu	Flexual Moment	KNm	0	7278
flexural Moment checking		-	OK	OK
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	1195	1039
Checking $Mr \geq \min(1.2Mcr, 1.33Mu)$		-	OK	OK
Shear Force checking				
A'c	Shear Reinforcement	m2	0.0003	0.0003
ex	Strain in tensile reinforcement		-1.28E-04	1.47E-03
Strain checking( $\leq 2.00E-3$ )		-	OK	OK
Vr	Factored shear resistance	KN	3810	887
Vu	Shear	KN	1371	283
Shear checking		-	OK	OK

### 4.Amount of reinforcement per cube meter

	reinforcement	concrete	reinf./conc
Deck slab	29949.90	108.52	275.985
Girder	22037.00	120.6	182.728

Category	Thruway						
Bridge Name	OP11a	Station	Span	Acceleration Coefficients	Seismic zone	Soil profile type	
		KM47+135.5	1	0.031	1	I	
Abutment A2							

### 1.Abutment

Concrete	f'c = 30 Mpa		1-1		2-2		
			strength	service	service	strength	extreme
Internal forces at section							
Vu	Shear	KN	678	412	1903	2609	2296
Mu	Flexual Moment	KNm	535	297	5524	7327	5020
flexural Moment checking							
As	Tension Reinforcement	m2	0.01677	0.01677	0.03781	0.03781	0.03781
Mr	Factored resistance	KNm	2318	2576	21315	19184	21315
Mu	Flexual Moment	KNm	535	297	5524	7327	5020
flexural Moment checking		-	OK	OK	OK	OK	OK
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	1157	1157	10631	10631	10631
Checking Mr>=min(1.2Mcr,1.33Mu)		-	OK	OK	OK	OK	OK
fsa	Value	Mpa	-	240	146	-	-
fs	So tensil stress in reif	Mpa	-	43	107	-	-
Checking for control cracking fs<fsa		-	-	OK	OK	-	-
A'c	Shear Reinforcement	m2	0.0032	0.0032	0.0023	0.0023	0.0023
ex	Strain in tensile reinforcement	-	4.32E-04	2.25E-04	3.80E-04	4.93E-04	3.16E-04
Strain checking(<=2.00E-3)		-	OK	OK	OK	OK	OK
Vr	Factored shear resistance	-	8259	11414	29862	23377	32079
Vu	Shear	-	678	412	1903	2609	2296
Shear checking		-	OK	OK	OK	OK	OK

Concrete	f'c = 30 Mpa		3-3		4-4		
			service	strength	extreme	extreme	strength
Internal forces at section							
Vu	Shear	KN	7127	9972	7264	1308	2901
Mu	Flexual Moment	KNm	3840	5304	4016	3735	1921
flexural Moment checking							
As	Tension Reinforcement	m2	0.04124	0.04124	0.04124	0.04124	0.04124
Mr	Factored resistance	KNm	29916	29916	29916	31211	28090
Mu	Flexual Moment	KNm	3840	5304	4016	3735	1921
flexural Moment checking		-	OK	OK	OK	OK	OK
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	19058	19058	19058	19058	19058
Checking Mr>=min(1.2Mcr,1.33Mu)		-	OK	OK	OK	OK	OK
fsa	Value	Mpa	163	-	-	-	-
fs	So tensil stress in reif	Mpa	53	-	-	-	-
Checking for control cracking fs<fsa		-	OK	-	-	-	-
A'c	Shear Reinforcement	m2	0.0042	0.0042	0.0042	0.0042	0.0042
ex	Strain in tensile reinforcement	-	7.10E-04	9.04E-04	7.08E-04	3.03E-04	2.76E-04
Strain checking(<=2.00E-3)		-	OK	OK	OK	OK	OK
Vr	Factored shear resistance	-	34540	29349	34561	47643	43996
Vu	Shear	-	7127	9972	7264	1308	2901
Shear checking		-	OK	OK	OK	OK	OK

Abutment A2							
Concrete		$f'_c = 30 \text{ Mpa}$	5-5		6-6		
			service	strength	service	strength	extreme
Internal forces at section							
Vu	Shear	KN	74	116	203	315	315
Mu	Flexual Moment	KNm	172	273	179	278	278
flexural Moment checking							
As	Tension Reinforcement	m2	0.0022	0.0022	0.0022	0.0022	0.0022
Mr	Factored resistance	KNm	353	318	353	318	318
Mu	Flexual Moment	KNm	172	273	179	278	278
flexural Moment checking		-	OK	OK	OK	OK	OK
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	89	89	89	89	89
Checking $M_r \geq \min(1.2M_{cr}, 1.33M_u)$		-	OK	OK	OK	OK	OK
fsa	Value	Mpa	240	-	240	-	-
fs	So tensil stress in reif	Mpa	192	-	200	-	-
Checking for control cracking $f_s < f_{sa}$		-	OK	-	OK	-	-
A'c	Shear Reinforcement	m2	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003
ex	Strain in tensile reinforcement	-	1.01E-03	1.58E-03	1.23E-03	1.85E-03	1.85E-03
Strain checking ( $\leq 2.00E-3$ )		-	OK	OK	OK	OK	OK
Vr	Factored shear resistance	-	574	441	540	416	416
Vu	Shear	-	74	116	203	315	315
Shear checking		-	OK	OK	OK	OK	OK

## 2.Foundation

Foundation Data				
Lf	Length of foundation	m	6.5	
Wf	Width of foundation	m	12.6	
Hf	Height of foundation	m	2	
EL1	Bottom of foundation elevation	m	9	
Settlement checking			1:applied	2:Not applied
Su	Settlement of foundation	mm	1.529	
So	Tolerable settlement	mm	25.4	
Settlement checking		-	OK	
Case 1	Piles foundation	1:applied	2:Not applied	1 applied
Pile data				
EL2	Pile tip elevation	m	0	
L	Pile length	m	9	
n	Number of pile	m	7	
Pile capacity checking				
Pu	Maximum pile reaction	KN	4162	
Po	Estimated pile capacity	KN	5068	
Pile capacity checking		-	OK	
Horizontal movement checking				
Horizontal movement at top of abutment		mm	-	
Tolerable Horizontal movement		mm	38	
Horizontal movement checking		-	OK	

Case 2		Spread foundation		1:applied	2:Not applied	2	not applied
				Strength		Extreme	
Bearing resistance at bottom of foundation checking (effective foundation)							
$\sigma_{max}$	Stress at bottom of foundation	KN/m2					
$\phi_r$	Factored resistance	KN/m2					
Bearing resistance checking		-	OK		OK		
Sliding checking							
H	Horizontal force	KN					
Qr	Factored resistance against faikure by sliding	KN					
Sliding checking		-	OK		OK		
Overturning checking - longitudinal direction							
ex	Longitudinal excentricity	m					
[ex]	Tolerable excentricity	m			0		
Overturning checking		-	OK		OK		
Overturning checking - transversal direction							
ey	Transversal excentricity	m					
[ey]	Tolerable excentricity	m			0		
Overturning checking		-	OK		OK		
3.Amount of reinforcement per cube meter							
	reinforcement	concrete	reinf./conc				
Abutment A1	42307.00	307.5	137.584				
Abutment A2	42648.80	307.5	138.695				

**(8) LRB09**

Category	Thruway								
Bridge Name	LRB09	Station	Span	Acceleration Coefficients	Seismic zone	Soil profile type			
		KM124+120	1	0.0912	2	I			
Super structure			PC-Igirder						
1. Link slab									
Concrete		f'c = 35 Mpa		Restrained section		Middle section			
				Strength	Service	Strength	Service		
Internal forces at section									
Vu	Shear	KN	856	530	566	324			
Mu	Flexual Moment	KNm	1748	1272	631	381			
flexural Moment checking									
As	Tension Reinforcement	m2	0.0383	0.0383	0.0383	0.0383			
Mr	Factored resistance	KNm	2254	2254	2254	2254			
Mu	Flexual Moment	KNm	1748	1272	631	381			
flexural Moment checking		-	OK	OK	OK	OK			
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	477	477	477	477			
Checking Mr>=min(1.2Mcr,1.33Mu)		-	OK	OK	OK	OK			
fsa	Value	Mpa	-	252	-	252			
fs	So tensil stress in reif	Mpa	-	181	-	35			
Checking for control cracking fs<fsa		-	-	OK	-	OK			
Shear and torsion checking									
A'c	Shear Reinfoecement	m2		0	0	0			
ex	Strain in tensile reinforcement		1.37E-03	9.86E-04	5.05E-04	2.99E-04			
Strain checking(<=2.00E-3)		-	OK	OK	OK	OK			
Vr	Factored shear resistance	KN	1943	1943	1943	1943			
Vu	Shear	KN	856	530	566	324			
Shear checking		-	OK	OK	OK	OK			
2. Deck slab									
Concrete		f'c = 35 Mpa		Cantilever slab			Inner slab		
				strength	service	extreme	Pos.		Neg.
							strength	service	strength
									service
Internal forces at section									
Mu	Flexual Moment	KNm	16	12	90	41	24	38	23
flexural Moment checking									
As	Tension Reinforcement	m2	0.00177	0.00177	0.00177	0.00177	0.00177	0.00177	0.00177
Mr	Factored resistance	KNm	85	94	94	85	94	85	94
Mu	Flexual Moment	KNm	16	12	90	41	24	38	23
flexural Moment checking		-	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
fsa	Value	Mpa	-	240	-	-	240	-	240
fs	So tensil stress in reif	Mpa	-	53	-	-	105	-	98
Checking for control cracking fs<fsa		-	-	OK	-	-	OK	-	OK

Super structure	PC-Igirder	LRB09
-----------------	------------	-------

### 3. Girder

Concrete	f'c = 45 Mpa				
Fiber stress check(MPa)					
Fiber of Girder(at L/2)			top	bottom	stress limit
At transfer			0.6	19.1	-1.38<f<24.3
At construction the deck			7.77	11.89	-3.35<f<20.25
Service limit state I					
Top fiber of Girder(at L/2)			Interior girder	Exterior girder	
Prestressing tendon+self weight of girder			10.103	9.206	-3.35<f<20.25
1/2(Prestressing tendon + self wight of girder)+Live load			7.519	7.455	-3.35<f<18.0
Prestressing tendon+self wight of girder+Live load+			12.571	12.058	-3.35<f<27.0
Top fiber of deck(at L/2)			Interior girder	Exterior girder	
additional load			1.619	1.63	f<15.75
additional load+Live load			5.884	6.557	f<21.0
Service limit state III					
			Interior girder	Exterior girder	
Bottom fiber of girder(at L/2)			-1.21	-1.236	-3.35<f<27.0
Reinforcement of Girder					
Internal forces at strength combination					
			Support	L/2	
Vu	Shear	KN	1631	296	
Mu	Flexual Moment	KNm	0	11303	
flexural Moment checking					
Aps	Tension prestressing steel	m2	0.0074	0.0074	
As	Tension Reinforcement	m2	0.00121	0.00121	
Mr	Factored resistance	KNm	11946	18993	
Mu	Flexual Moment	KNm	0	11303	
flexural Mōment checking		-	OK	OK	
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	1661	1515	
Checking Mr>=min(1.2Mcr,1.33Mu)		-	OK	OK	
Shear Force checking					
A'c	Shear Reinforcement	m2	4.00E-04	0.0004	
ex	Strain in tensile reinforcement		-3.91E-04	-2.82E-04	
Strain checking(<=2.00E-3)		-	OK	OK	
Vr	Factored shear resistance	KN	5548	2787	
Vu	Shear	KN	1631	296	
Shear checking		-	OK	OK	

### 4.Amount of reinforcement per cube meter

	reinforcement	concrete	reinf./conc
Link slab	8986.40	24.7	363.822
Deck slab	135878.4	536.03	253.490
Girder	116778.6	820.20	142.378

Category	Thruway						
Bridge Name	LRB09						
Abutment A1							

### 1.Abutment

Concrete		f'c = 30 Mpa	1-1		2-2		
			strength	service	service	strength	extreme
Internal forces at section							
Vu	Shear	KN	712	434	1280	1902	1662
Mu	Flexual Moment	KNm	617	349	3898	5744	4973
flexural Moment checking							
As	Tension Reinforcement	m2	0.01677	0.01677	0.024806	0.024806	0.024806
Mr	Factored resistance	KNm	2318	2576	12588	11329	12588
Mu	Flexual Moment	KNm	617	349	3898	5744	4973
flexural Moment checking		-	OK	OK	OK	OK	OK
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	1087	1087	7640	7640	7640
Checking Mr>=min(1.2Mcr,1.33Mu)		-	OK	OK	OK	OK	OK
fsa	Value	Mpa	-	240	148	-	-
fs	So tensil stress in reif	Mpa	-	50	115	-	-
Checking for control cracking fs<fsa		-	-	OK	OK	-	-
A'c	Shear Reinforcement	m2	0.00404	0.00404	0.002375	0.002375	0.002375
ex	Strain in tensile reinforcement	-	4.69E-04	2.67E-04	6.20E-04	6.20E-04	6.20E-04
Strain checking(<=2.00E-3)		-	OK	OK	OK	OK	OK
Vr	Factored shear resistance	-	7690	10854	-	16542	-
Vu	Shear	-	712	434	-	1902	-
Shear checking		-	OK	OK	-	OK	-

Concrete		f'c = 30 Mpa	3-3		4-4	
			service	strength	extreme	extreme strength
Internal forces at section						
Vu	Shear	KN	8801	12420	10511	1159 317
Mu	Flexual Moment	KNm	9449	13547	11615	4882 3421
flexural Moment checking						
As	Tension Reinforcement	m2	0.041244	0.041244	0.041244	0.026376 0.026376
Mr	Factored resistance	KNm	26716	26716	26716	17259 15533
Mu	Flexual Moment	KNm	9449	13547	11615	4882 3421
flexural Moment checking		-	OK	OK	OK	OK OK
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	18018	18018	18018	6493 6493
Checking Mr>=min(1.2Mcr,1.33Mu)		-	OK	OK	OK	OK OK
fsa	Value	Mpa	166	-	-	134 -
fs	So tensil stress in reif	Mpa	132	-	-	43 -
Checking for control cracking fs<fsa		-	OK	-	-	OK -
A'c	Shear Reinforcement	m2	0.004242	0.004242	0.004242	0.004242 0.004242
ex	Strain in tensile reinforcement	-	-	5.10E-04	-	1.20E-04 -
Strain checking(<=2.00E-3)		-	-	OK	-	OK -
Vr	Factored shear resistance	-	-	23132	-	23366 -
Vu	Shear	-	8801	12420	10511	1159 317
Shear checking		-	-	OK	-	OK -



## Abutment A1

Concrete		$f'_c = 30 \text{ Mpa}$	5-5		6-6		
			service	strength	service	strength	extreme
Internal forces at section							
Vu	Shear	KN	167	265	269	428	428
Mu	Flexural Moment	KNm	154	248	118	184	184
flexural Moment checking							
As	Tension Reinforcement	m2	0.00266	0.00266	0.00266	0.00266	0.00266
Mr	Factored resistance	KNm	432	389	432	389	389
Mu	Flexural Moment	KNm	154	248	118	184	184
flexural Moment checking		-	OK	OK	OK	OK	OK
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	90	90	90	90	90
Checking $M_r \geq \min(1.2M_{cr}, 1.33M_u)$		-	OK	OK	OK	OK	OK
fsa	Value	Mpa	240	-	240	-	-
fs	So tensil stress in reif	Mpa	143	-	110	-	-
Checking for control cracking $f_s < f_{sa}$		-	OK	-	OK	-	-
A'c	Shear Reinforcement	m2	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003
ex	Strain in tensile reinforcement	-	8.79E-04	1.38E-03	8.81E-04	1.30E-03	1.30E-03
Strain checking ( $\leq 2.00E-3$ )		-	OK	OK	OK	OK	OK
Vr	Factored shear resistance	-	573	450	576	460	460
Vu	Shear	-	167	265	269	428	428
Shear checking		-	OK	OK	OK	OK	OK

## 2.Foundation

Foundation Data					
Lf	Length of foundation	m	5.5		
Wf	Width of foundation	m	13.409		
Hf	Height of foundation	m	2		
EL1	Bottom of foundation elevation	m	9.5		
Settlement checking			1:applied	2:Not applied	2  not applied
Su	Settlement of foundation	mm			
So	Tolerable settlement	mm	25.4		
Settlement checking		-	OK		
Case 1	Piles foundation		1:applied	2:Not applied	1  applied
Pile data					
EL2	Pile tip elevation	m	0		
L	Pile length	m	9.5		
n	Number of pile	m	6		
Pile capacity checking					
Pu	Maximum pile reaction	KN	8800		
Po	Estimated pile capacity	KN	4803		
Pile capacity checking		-	OK		
Horizontal movement checking					
Horizontal movement at top of abutment		mm	-		
Tolerable Horizontal movement		mm	38		
Horizontal movement checking		-	OK		

Abutment A1				
Case 2	Spread foundation	1:applied	2:Not applied	2 not applied
		Strength		Extreme
Bearing resistance at bottom of foundation checking (effective foundation)				
$\sigma_{max}$	Stress at bottom of foundation	KN/m2		
$\phi_r$	Factored resistance	KN/m2		
Bearing resistance checking		-	OK	OK
Sliding checking				
H	Horizontal force	KN		
Qr	Factored resistance against failure by sliding	KN		
Sliding checking		-	OK	OK
Overturning checking - longitudinal direction				
ex	Longitudinal excentricity	m		
[ex]	Tolerable excentricity	m		0
Overturning checking		-	OK	OK
Overturning checking - transversal direction				
ey	Transversal excentricity	m		
[ey]	Tolerable excentricity	m		0
Overturning checking		-	OK	OK
3.Amount of reinforcement per cube meter				
	reinforcement	concrete	reinf./conc	
Abutment A1	30823.20	462.7	66.623	

Category	Thruway						
Bridge Name	LRB09						
Abutment A2							

### 1.Abutment

Concrete		f'c = 30 Mpa	1-1		2-2		
			strength	service	service	strength	extreme
Internal forces at section							
Vu	Shear	KN	712	434	2169	3218	2920
Mu	Flexual Moment	KNm	617	349	7786	11459	10917
flexural Moment checking							
As	Tension Reinforcement	m2	0.01677	0.01677	0.051744	0.051744	0.051744
Mr	Factored resistance	KNm	2318	2576	25945	23351	25945
Mu	Flexual Moment	KNm	617	349	7786	11459	10917
flexural Moment checking		-	OK	OK	OK	OK	OK
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	1087	1087	15241	15241	15241
Checking Mr>=min(1.2Mcr,1.33Mu)		-	OK	OK	OK	OK	OK
fsa	Value	Mpa	-	240	146	-	-
fs	So tensil stress in reif	Mpa	-	50	112	-	-
Checking for control cracking fs<fsa		-	-	OK	OK	-	-
A'c	Shear Reinforcement	m2	0.00404	0.00404	0.002375	0.002375	0.002375
ex	Strain in tensile reinforcement	-	4.69E-04	2.67E-04	5.60E-04	5.60E-04	5.60E-04
Strain checking(<=2.00E-3)		-	OK	OK	OK	OK	OK
Vr	Factored shear resistance	-	7690	10854	-	16345	-
Vu	Shear	-	712	434	-	3218	-
Shear checking		-	OK	OK	-	OK	-

Concrete			f'c = 30 Mpa		3-3			4-4	
					service	strength	extreme	extreme	strength
Internal forces at section									
Vu	Shear	KN	11556	16321	14167	3294	2539		
Mu	Flexual Moment	KNm	18104	26015	22855	9412	7328		
flexural Moment checking									
As	Tension Reinforcement	m2	0.067284	0.067284	0.067284	0.026376	0.026376		
Mr	Factored resistance	KNm	43022	43022	43022	17259	15533		
Mu	Flexual Moment	KNm	18104	26015	22855	9412	7328		
flexural Moment checking		-	OK	OK	OK	OK	OK		
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	28985	28985	28985	12519	12519		
Checking Mr>=min(1.2Mcr,1.33Mu)		-	OK	OK	OK	OK	OK		
fsa	Value	Mpa	160	-	-	171	-		
fs	So tensil stress in reif	Mpa	157	-	-	96	-		
Checking for control cracking fs<fsa		-	OK	-	-	OK	-		
A'c	Shear Reinforcement	m2	0.004242	0.004242	0.004242	0.004242	0.004242		
ex	Strain in tensile reinforcement	-	-	5.40E-04	-	2.20E-04	-		
Strain checking(<=2.00E-3)		-	-	OK	-	OK	-		
Vr	Factored shear resistance	-	-	22833	-	23366	-		
Vu	Shear	-	11556	16321	14167	3294	2539		
Shear checking		-	-	OK	-	OK	-		

## Abutment A2

Concrete		$f'_c = 30 \text{ Mpa}$	5-5		6-6		
			service	strength	service	strength	extreme
Internal forces at section							
Vu	Shear	KN	167	265	269	428	428
Mu	Flexual Moment	KNm	154	248	118	184	184
flexural Moment checking							
As	Tension Reinforcement	m2	0.00266	0.00266	0.00266	0.00266	0.00266
Mr	Factored resistance	KNm	432	389	432	389	389
Mu	Flexual Moment	KNm	154	248	118	184	184
flexural Moment checking		-	OK	OK	OK	OK	OK
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	90	90	90	90	90
Checking $M_r \geq \min(1.2M_{cr}, 1.33M_u)$		-	OK	OK	OK	OK	OK
fsa	Value	Mpa	240	-	240	-	-
fs	So tensil stress in reif	Mpa	143	-	110	-	-
Checking for control cracking $f_s < f_{sa}$		-	OK	-	OK	-	-
A'c	Shear Reinforcement	m2	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003
ex	Strain in tensile reinforcement	-	8.79E-04	1.38E-03	8.81E-04	1.30E-03	1.30E-03
Strain checking ( $\leq 2.00E-3$ )		-	OK	OK	OK	OK	OK
Vr	Factored shear resistance	-	573	450	576	460	460
Vu	Shear	-	167	265	269	428	428
Shear checking		-	OK	OK	OK	OK	OK

## 2.Foundation

Foundation Data						
Lf	Length of foundation	m	6			
Wf	Width of foundation	m	13.409			
Hf	Height of foundation	m	2			
EL1	Bottom of foundation elevation	m	8.5			
Settlement checking			1:applied	2:Not applied	2	not applied
Su	Settlement of foundation	mm				
So	Tolerable settlement	mm	25.4			
Settlement checking		-	OK			
Case 1		Piles foundation		1:applied	2:Not applied	1 applied
Pile data						
EL2	Pile tip elevation	m	2.5			
L	Pile length	m	6			
n	Number of pile	m	8			
Pile capacity checking						
Pu	Maximum pile reaction	KN	7904			
Po	Estimated pile capacity	KN	3842			
Pile capacity checking		-	OK			
Horizontal movement checking						
Horizontal movement at top of abutment		mm	-			
Tolerable Horizontal movement		mm	38			
Horizontal movement checking		-	OK			

Abutment A2				
Case 2	Spread foundation	1:applied	2:Not applied	2  not applied
		Strength		Extreme
Bearing resistance at bottom of foundation checking (effective foundation)				
$\sigma_{max}$	Stress at bottom of foundation	KN/m2		
$\phi_r$	Factored resistance	KN/m2		
Bearing resistance checking		-	OK	OK
Sliding checking				
H	Horizontal force	KN		
Qr	Factored resistance against faikure by sliding	KN		
Sliding checking		-	OK	OK
Overturning checking - longitudinal direction				
ex	Longitudinal excentricity	m		
[ex]	Tolerable excentricity	m		0
Overturning checking		-	OK	OK
Overturning checking - transversal direction				
ey	Transversal excentricity	m		
[ey]	Tolerable excentricity	m		0
Overturning checking		-	OK	OK
3.Amount of reinforcement per cube meter				
	reinforcement	concrete	reinf./conc	
Abutment A2	42299.80	577.8	73.208	

Category	Thruway						
Bridge Name	LRB09						
Pier P1							

1.Pier

<b>a. Piercap design</b>							
Concrete		f'c = 30 Mpa		A-A			G1
		strength		service	Extreme	strength	service
Internal forces at section							
Vu	Shear	KN	7874	5580	-	-	-
Mu	Flexual Moment	KNm	14801	10345	-	-	-
flexural Moment checking							
As	Tension Reinforcement	m2	0.20588	0.20588	0.20588	-	-
Mr	Factored resistance	KNm	20264	22516	22516	-	-
Mu	Flexual Moment	KNm	14801	10345	-	-	-
flexural Moment checking		-	OK	OK	OK	OK	OK
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	7819	7819	7819	-	-
Checking Mr>=min(1.2Mcr,1.33Mu)		-	OK	OK	OK	OK	OK
fsa	Value	Mpa	-	229	-	-	-
fs	So tensil stress in reif	Mpa	-	195	-	-	-
Checking for control cracking fs<fsa		-	-	OK	-	-	OK
A'c	Shear Reinfoecement	m2	0.001256	0.001256	0.001256	-	-
ex	Strain in tensile reinforcement	-	9.90E-04	-	-	-	-
Strain checking(<=2.00E-3)		-	OK	OK	OK	OK	OK
Vr	Factored shear resistance	-	9629	-	-	-	-
Vu	Shear	-	7874	5580	-	-	-
Shear checking		-	OK	-	OK	OK	-

<b>b. Pier column design</b>								
Concrete		f'c = 30 Mpa		Longitudinal direction			Transversal direction	
Lp	Pier column thickness	m	1.4					
Bp	Pier column width	m	5.5					
Internal forces at section								
			service	strength	Extreme	service	strength	Extreme
Nu	Axial force	KN	12680	16234	15048	12680	16234	15048
Vu	Shear	KN	664	543	701	351	320	672
Mu	Flexual Moment	KNm	7897	7298	7409	6635	7466	8037
Biaxial flexure checking								
As	Longitudinal reinforcement	m2	0.51744	0.51744	0.51744	0.51744	0.51744	0.51744
Biaxial flexure checking (view diagram)		-	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Shear design								
A'c	Shear Reinforcement		0.001608			0.000804		
Shear checking		-	OK			OK		

Pier P1								
c. Pier foundation								
Concrete		$f'_c = 30 \text{ Mpa}$	Longitudinal direction			Transversal direction		
			strength	service	extreme	strength	service	extreme
Internal forces at section								
Vu	Shear	KN	7060	0	8747	11955	0	14320
Mu	Flexual Moment	KNm	3097	2596	4826	10187	9045	13149
flexural Moment checking								
As	Tension Reinforcement	m2	0.010362	0.010362	0.010362	0.026187	0.026187	0.026187
Mr	Factored resistance	KNm	6766	7518	7518	16963	18848	18848
Mu	Flexual Moment	KNm	3097	2596	4826	10187	9045	13149
flexural Moment checking		-	OK	OK	OK	OK	OK	OK
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	4119	4119	4119	13537	13537	13537
Checking $M_r \geq \min(1.2M_{cr}, 1.33M_u)$		-	OK	OK	OK	OK	OK	OK
f <sub>sa</sub>	Value	Mpa	-	160	-	-	218	-
f <sub>s</sub>	So tensil stress in reif	Mpa	-	142	-	-	199	-
Checking for control cracking $f_s < f_{sa}$		-	-	OK	-	-	OK	-
A' <sub>c</sub>	Shear Reinforcement	m2	0.001814	0.001814	0.001814	0.001799	0.001799	0.001799
ex	Strain in tensile reinforcement	-	7.70E-04	-	-	7.90E-04	-	-
Strain checking ( $\leq 2.00E-3$ )		-	OK	-	-	OK	-	-
V <sub>r</sub>	Factored shear resistance	-	10702	-	-	18289	-	-
Vu	Shear	-	7060	0	8747	11955	0	14320
Shear checking		-	OK	-	-	OK	-	-

# Pier P1

## 2.Foundation

Foundation Data					
Lf	Length of foundation	m	5		
Wf	Width of foundation	m	8		
Hf	Height of foundation	m	2		
EL1	Bottom of foundation elevation	m	5		
Settlement checking			1:applied	2:Not applied	2 not applied
Su	Settlement of foundation	mm	1.3		
So	Tolerable settlement	mm	10		
Settlement checking		-	OK		
Pile foundation					
Case 1		Piles foundation	1:applied	2:Not applied	1 applied
Pile data					
EL2	Pile tip elevation	m	-1		
L	Pile length	m	6		
n	Number of pile	m	6		
Pile capacity checking					
			Strength		
Pu	Maximum pile reaction	KN	12107		
Po	Estimated pile capacity	KN	4655		
Pile capacity checking		-	OK		

Case 2	Spread foundation		1:applied	2:Not applied	2	not applied
			Strength		Extreme	
Bearing resistance at bottom of foundation checking (effective foundation)						
$\sigma_{max}$	Stress at bottom of foundation	KN/m2				
$\phi_r$	Factored resistance	KN/m2				
Bearing resistance checking		-	OK		OK	
Sliding checking						
H	Horizontal force	KN				
Qr	Factored resistance against faikure by sliding	KN				
Sliding checking		-	OK		OK	
Overturning checking - longitudinal direction						
ex	Longitudinal excentricity	m				
[ex]	Tolerable excentricity	m			0	
Overturning checking		-	OK		OK	
Overturning checking - transversal direction						
ey	Transversal excentricity	m				
[ey]	Tolerable excentricity	m			0	
Overturning checking		-	OK		OK	



Pier P1			
3.Amount of reinforcement per cube meter			
	reinforcement	concrete	reinf./conc
P1	49003.20	424.3	115.492
P2	46173.00	392.1	117.758

**(9) CB13**

Category	Thruway								
Bridge Name	CB13								

### 1. Deck slab

Concrete	$f'_c = 35 \text{ Mpa}$	Cantilever slab			Inner slab				
		strength	service	extreme	Pos.		Neg.		
					strength	service	strength	service	
Internal forces at section									
Mu	Flexual Moment	KNm	21	15	95	44	26	46	28
flexural Moment checking									
As	Tension Reinforcement	m2	0.00188	0.00188	0.00188	0.00188	0.00188	0.00188	0.00188
Mr	Factored resistance	KNm	90	100	100	90	100	90	100
Mu	Flexual Moment	KNm	21	15	95	44	26	46	28
flexural Moment checking		-	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
f <sub>sa</sub>	Value	Mpa	-	240	-	-	240	-	240
f <sub>s</sub>	So tensil stress in reif	Mpa	-	61	-	-	106	-	112
Checking for control cracking $f_s < f_{sa}$		-	-	OK	-	-	OK	-	OK

### 2. Girder

Concrete	$f'_c = 45 \text{ Mpa}$			
Fiber stress check(MPa)				
Fiber of Girder(at L/2)		top	bottom	stress limit
At transfer		-0.42	21.23	-1.38< $f$ <24.3
At construction the deck		7.03	13.64	-3.35< $f$ <20.25
Service limit state I				
Top fiber of Girder(at L/2)		interior girder	Exterior girder	
Prestressing tendon+self weight of girder		9.167	8.243	-3.35< $f$ <20.25
1/2(Prestressing tendon + self wight of girder)+Live load		6.856	6.727	-3.35< $f$ <18.0
Prestressing tendon+self wight of girder+Live load+		11.439	10.849	-3.35< $f$ <27.0
Top fiber of deck(at L/2)		interior girder	Exterior girder	
additional load		1.486	1.486	$f$ <15.75
additional load+Live load		5.697	6.316	$f$ <21.0
Service limit state III				
		interior girder	Exterior girder	
Bottom fiber of girder(at L/2)		-0.063	-0.079	-3.35< $f$ <27.0
Reinforcement of Girder				
Internal forces at strength combination				
		Support	L/2	
Vu	Shear	KN	1487	298
Mu	Flexual Moment	KNm	0	8946
flexural Moment checking				
A <sub>ps</sub>	Tension prestressing steel	m2	0.00474	0.00474
A <sub>s</sub>	Tension Reinforcement	m2	0.00114	0.00114
Mr	Factored resistance	KNm	7634	11791
Mu	Flexual Moment	KNm	0	8946
flexural Moment checking		-	OK	OK
1.2*M <sub>cr</sub>	Cracking moment	KNm	1287	1110
Checking $M_r > \min(1.2M_{cr}, 1.33M_u)$		-	OK	OK
Shear Force checking				
A' <sub>c</sub>	Shear Reinforcement	m2	0.0003	0.0003
ex	Strain in tensile reinforcement		-2.34E-04	5.47E-04
Strain checking( $\leq 2.00E-3$ )		-	OK	OK
V <sub>r</sub>	Factored shear resistance	KN	4236	1333
V <sub>u</sub>	Shear	KN	1487	298
Shear checking		-	OK	OK

### 4.Amount of reinforcement per cube meter

	reinforcement	concrete	reinf./conc
Deck slab	37189.30	149	249.593
Girder	27589.60	174.98	157.673

Category	Thruway						
Bridge Name	CB13						
Abutment A2							

### 1. Abutment

Concrete	f'c = 30 Mpa		1-1		2-2		
			strength	service	service	strength	extreme
Internal forces at section							
Vu	Shear	KN	647	390	3497	5030	4683
Mu	Flexual Moment	KNm	401	211	12538	17256	12346
flexural Moment checking							
As	Tension Reinforcement	m2	0.01677	0.01677	0.04386	0.04386	0.04386
Mr	Factored resistance	KNm	2318	2576	27082	24374	27082
Mu	Flexual Moment	KNm	401	211	12538	17256	12346
flexural Moment checking		-	OK	OK	OK	OK	OK
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	1170	1170	10696	10696	10696
Checking Mr>=min(1.2Mcr,1.33Mu)		-	OK	OK	OK	OK	OK
fsa	Value	Mpa	-	240	240	-	-
fs	So tensil stress in reif	Mpa	-	30	191	-	-
Checking for control cracking fs<fsa		-	-	OK	OK	-	-
A'c	Shear Reinforcement	m2	0.00317	0.00317	0.00226	0.00226	0.00226
ex	Strain in tensile reinforcement	-	3.37E-04	1.64E-04	8.87E-04	1.23E-03	9.05E-04
Strain checking(<=2.00E-3)		-	OK	OK	OK	OK	OK
Vr	Factored shear resistance	-	9262	12247	23351	19112	23237
Vu	Shear	-	647	390	3497	5030	4683
Shear checking		-	OK	OK	OK	OK	OK

Concrete	f'c = 30 Mpa		3-3		4-4		
			service	strength	extreme	extreme	strength
Internal forces at section							
Vu	Shear	KN	8331	11367	9123	4417	5227
Mu	Flexual Moment	KNm	3745	4796	3137	35	1025
flexural Moment checking							
As	Tension Reinforcement	m2	0.03192	0.03192	0.03192	0.03192	0.03192
Mr	Factored resistance	KNm	23245	20921	23245	24228	21805
Mu	Flexual Moment	KNm	3745	4796	3137	35	1025
flexural Moment checking		-	OK	OK	OK	OK	OK
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	19136	19136	19136	19136	19136
Checking Mr>=min(1.2Mcr,1.33Mu)		-	OK	OK	OK	OK	OK
fsa	Value	Mpa	165	-	-	-	-
fs	So tensil stress in reif	Mpa	67	-	-	-	-
Checking for control cracking fs<fsa		-	OK	-	-	-	-
A'c	Shear Reinforcement	m2	0.00424	0.00424	0.00424	0.00424	0.00424
ex	Strain in tensile reinforcement	-	9.97E-04	1.20E-03	9.84E-04	4.54E-04	5.26E-04
Strain checking(<=2.00E-3)		-	OK	OK	OK	OK	OK
Vr	Factored shear resistance	-	32138	27326	32597	41117	34834
Vu	Shear	-	8331	11367	9123	4417	5227
Shear checking		-	OK	OK	OK	OK	OK

## Abutment A2

Concrete		$f'_c = 30 \text{ Mpa}$	5-5		6-6		
			service	strength	service	strength	extreme
Internal forces at section							
Vu	Shear	KN	74	116	203	315	315
Mu	Flexural Moment	KNm	172	273	179	278	278
flexural Moment checking							
As	Tension Reinforcement	m2	0.0022	0.0022	0.00266	0.00266	0.00266
Mr	Factored resistance	KNm	353	353	432	389	389
Mu	Flexural Moment	KNm	172	273	179	278	278
flexural Moment checking		-	OK	OK	OK	OK	OK
1.2*Mcr	Cracking moment	KNm	89	89	89	90	90
Checking $M_r \geq \min(1.2M_{cr}, 1.33M_u)$		-	OK	OK	OK	OK	OK
fsa	Value	Mpa	240	-	240	-	-
fs	So tensil stress in reif	Mpa	192	-	167	-	-
Checking for control cracking $f_s < f_{sa}$		-	OK	-	OK	-	-
A'c	Shear Reinforcement	m2	0.00034	0.00034	0.00034	0.00034	0.00034
ex	Strain in tensile reinforcement	-	1.01E-03	1.58E-03	1.02E-03	1.54E-03	1.54E-03
Strain checking ( $\leq 2.00E-3$ )		-	OK	OK	OK	OK	OK
Vr	Factored shear resistance	-	574	441	568	442	442
Vu	Shear	-	74	116	203	315	315
Shear checking		-	OK	OK	OK	OK	OK

## 2.Foundation

Foundation Data					
Lf	Length of foundation	m	6.5		
Wf	Width of foundation	m	12.6		
Hf	Height of foundation	m	2		
EL1	Bottom of foundation elevation	m	11.5		
Settlement checking			1:applied	2:Not applied	2 not applied
Su	Settlement of foundation	mm	0.714		
So	Tolerable settlement	mm	25.4		
Settlement checking		-	OK		
Case 1	Piles foundation		1:applied	2:Not applied	1 applied
Pile data					
EL2	Pile tip elevation	m	-1		
L	Pile length	m	12.5		
n	Number of pile	m	7		
Pile capacity checking					
Pu	Maximum pile reaction	KN	5131		
Po	Estimated pile capacity	KN	8509		
Pile capacity checking		-	OK		
Horizontal movement checking					
Horizontal movement at top of abutment		mm	16		
Tolerable Horizontal movement		mm	38		
Horizontal movement checking		-	OK		

## Abutment A2

Case 2	Spread foundation		1:applied	2:Not applied	2	not applied
			Strength		Extreme	
Bearing resistance at bottom of foundation checking (effective foundation)						
$\sigma_{max}$	Stress at bottom of foundation	KN/m2				
$\phi_r$	Factored resistance	KN/m2				
Bearing resistance checking		-	OK		OK	
Sliding checking						
H	Horizontal force	KN				
$Q_r$	Factored resistance against faikure by sliding	KN				
Sliding checking		-	OK		OK	
Overturning checking - longitudinal direction						
ex	Longitudinal excentricity	m				
[ex]	Tolerable excentricity	m			0	
Overturning checking		-	OK		OK	
Overturning checking - transversal direction						
ey	Transversal excentricity	m				
[ey]	Tolerable excentricity	m			0	
Overturning checking		-	OK		OK	

### 3.Amount of reinforcement per cube meter

	reinforcement	concrete	reinf./conc
Abutment A1	43691.91	717.40	60.903
Abutment A2	43777.71	718.8	60.902