



Ministry of Transport



Vietnam Expressway Corporation



Project Management Unit No. 85



THE WORLD BANK

IDA Credit No. / IDA tín dụng số : 4779-VN

Project ID No. / Mã dự án : P106235

Consulting Services for / Dịch vụ tư vấn
Detailed Design for Danang - QuangNgai Expressway Development Project /
Thiết kế kỹ thuật dự án Đường cao tốc Đà Nẵng-Quảng Ngãi

Detailed Engineering Design Report (Final)

Hồ sơ thiết kế kỹ thuật

Volume 4: Structural Calculation Report (PKG 3B)

Tập 4: Hồ sơ tính toán kết cấu (Gói thầu 3B)

Volume 4.1: Box Culverts (PKG 3B)

Tập 4.1: Cống hộp (Gói thầu 3B)

June 24, 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 - QuangNgai 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)


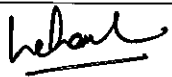



Hồ sơ thiết kế kỹ thuật

Volume 4: Structural Calculation Report (PKG 3B)

Tập 4: Hồ sơ tính toán kết cấu (Gói thầu 3B)

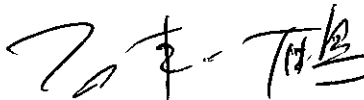
Volume 4.1: Box culverts (PKG 3B)

Tập 4.1: Cống hộp (Gói thầu 3B)

	Prepared by (Thực hiện)	Checked by (Kiểm tra)	Quality Control (KCS)	Approved by (Duyệt)
Name (Tên)	 Vu Tran Son	Tetsuya Maeda	Nguyen Dang Hoang	Ichizuru Ishimoto
Signature (Chữ ký)				
Date (Ngày)	June 24, 2013 (24/06/2013)	June 24, 2013 (24/06/2013)	June 24, 2013 (24/06/2013)	June 24, 2013 (24/06/2013)

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

Project Manager/Giám đốc Dự án


Ichizuru Ishimoto

Da Nang, June 24, 2013/Đà Nẵng ngày 24 tháng 06 năm 2013

Table of content

1 General	1
1.1 Main features of Box culverts in Package 3B	1
1.1.1 List of Box culverts in Package 3B	1
1.1.1.1 Cross drainage Box culverts	1
1.1.1.2 Cross drainage box culverts	1
1.2 Summary of Design method	1
1.2.1 Typical design	1
1.2.2 Grouping	1
1.2.2.1 Design group for Cross Drainage Box Culvert	2
1.2.3 Structural calculation and reinforced arrangement	2
2 Design standard	2
3 Design method	2
3.1 Limit states	2
3.2 Load modifier factor	2
3.3 Resistance Factor	2
3.4 Load and Load Combinations:	3
3.4.1 Load:	3
3.4.1.1 Dead Load	3
3.4.1.2 Live Load and Dynamic Load Allowance	3
3.4.1.3 Water load and Stream pressure: WA	4
3.4.1.4 Earth pressure: EH	4
3.4.1.5 Surcharge load: LS	5
3.4.2 Load combination:	5
3.5 Design principle for each Limit state	5
3.5.1 Strength limit state	5
3.5.1.1 Design flowchart for Strength limit state	5
3.5.1.2 Calculation formula for Flexural	6
3.5.1.3 Design flowchart for shear	7
3.5.2 Service limit state	8
3.5.2.1 For RC component	8
4 Material Properties:	10
4.1 Concrete	10
4.2 Reinforcing Steel	10
5 Coefficient of subgrade reaction of bearing	10
6 Design result	11
6.1 Summary of Design results	11
6.2 Bearing capacity	11
6.2.1 Soil parameters:	11
6.2.2 Estimate bearing capacity formula	12
6.2.3 Estimate maximum stress at bottom of culvert	13
6.3 Summary of Reinforced arrangement	15
6.4 Calculation sheet for each type of box culverts	16

1 General

1.1 Main features of Box culverts in Package 3B

1.1.1 List of Box culverts in Package 3B

1.1.1.1 Cross drainage Box culverts

Table 1.1: List of Cross Drainage Box culverts in Package 3B

SN	Station	Size (BxH) (m)	Angle (degree)	Covering (m)	Length (m)
1	020+900	3-(3.0x3.0)	90	4.23	43.83
2	021+150	1-(3.0x3.0)	90	5.55	56.75

1.1.1.2 Cross drainage box culverts

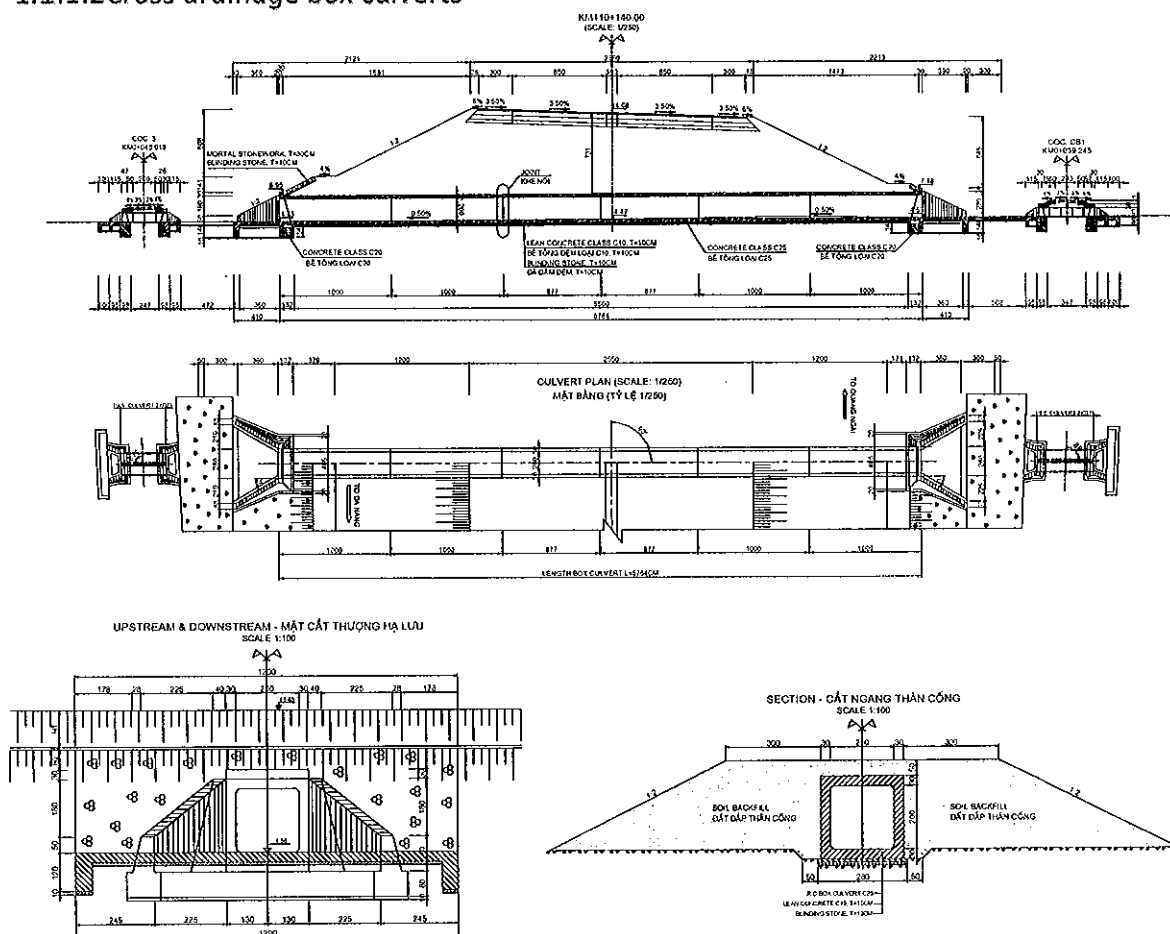


Figure 1.1: Typical plan of Cross drainage Box culverts

1.2 Summary of Design method

1.2.1 Typical design

- The typical design will be mentioned to box culvert on nominal section, box culvert placed on bearing layer enough strong compare with maximum factored stress at bottom of culvert.
- For box culvert on soft soil section will be considered individual.

1.2.2 Grouping

In Da Nang QuangNgai Expressway development project have approximately 300 box culvert of two kind of: Cross drainage box culvert and Underpass culvert. The each culvert has difference of number of cell, the dimension, and covering height... The structural of culvert considered by design group depend below parameters and some special cases will be considered separately. The bearing capacity of soil at bottom of culvert will be considered in individual.

1.2.2.1 Design group for Cross Drainage Box Culvert

The group are decided considering the following items:

- Cell Number of Box culvert.
- Dimension of Box culvert.
- Height of covering.

Table 1.3: Design group of Cross Drainage Box culverts

Group	Dimension			Group	Dimension		
	Width x Height W x H (m)	Covering (m)	Thickness (mm)		Width x Height W x H (m)	Covering (m)	Thickness (mm)
1	3-(3.0x3.0)	$0.6 \leq H < 4.5$	350	2	1-(3.0x3.0)	$4.5 < H < 9.0$	400

- *n: cell number of box culvert is 2 or more than.*
- *After the consideration of internal force in 2 cell box culvert and multiple cell box culvert are not so different, three cells culvert was design as two cell for safety.*

1.2.3 Structural calculation and reinforced arrangement

- Typical structural will be calculated refer to above type of box culvert.
- For box culvert on soft soil section will be considered individual. If it didn't so much effect to internal force. The structural and reinforced arrangement would be applied to typical structural.

2 Design standard

- The box culvert structures shall be designed by the specified limit states in the Vietnamese Standards 22 TCN 272-05 – accordance to letter no DQEDD PMU 85-99-13 dated February 26th 2013.
- The reinforcing accordance to the standard TCVN1651 – 2008.

3 Design method

3.1 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
- Service limit state

3.2 Load modifier factor η

Bridge Superstructure shall satisfy Eq.1 for each limit state, unless otherwise specified. For SERVICE and EXTREME EVENT limit states, resistance factors shall be taken as 1.0.

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad (\text{Eq.1})$$

$$\eta_D = 1.00 \text{ (for ductility).}$$

$$\eta_R = 1.00 \text{ (for redundancy).}$$

$$\eta_I = 1.00 \text{ (for operational Importance).}$$

3.3 Resistance Factor ϕ

Resistance factor is shown bellow. For service and extreme event limit state, resistance factor ϕ is 1.00.

Table 3.1: Resistance Factor ϕ

Component	Flexure and Tension	Shear and Torsion	Compression with Spirals and Ties	Bearing and Compression in Strut and Tie models	For Anchorage Zones	
					Compression	Tension in Steel
Reinforced Concrete	0.90	0.90	0.75	0.70	0.80	1.00

* For service and extreme event limit state, $\phi=1.00$

* Refer to Vietnamese "Specifications for Bridge Design 22TCN-272-05"

For compression members with flexure, the value of ϕ may be increased linearly to the value for flexure as the factored axial load resistance, ϕP_n , decreases from $0.10f'_cA_g$ to 0.

3.4 Load and Load Combinations:

3.4.1 Load:

3.4.1.1 Dead Load

Dead load of structural components and nonstructural attachments (DC) are calculated by use of the densities noted below:

Table 3.2: The material density

No	Material	Density (kg/m ³)	Unit Weight (kN/m ³)
1	Plain Concrete	2400	23.5
2	Reinforced and Prestressed Concrete	2500	24.5
3	Asphalt Pavement	2250	22.0

*The materials density based on 22TCN-272-05.

3.4.1.2 Live Load and Dynamic Load Allowance

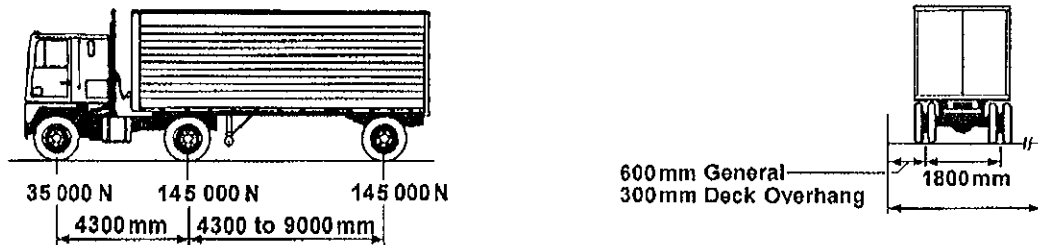
Live load and dynamic load allowance is based on Article 3.6.1 and 3.6.2 of 22TCN-272-05. The following requirements are adopted in the structural design of the culverts for drainage purposes:

- In case that the fill above the top of culvert is less than 0.60 m, the wheel load should be applied directly on the culvert (not a distributed load).
- In case that the fill above the top of culvert is more than 0.60 m, application of the wheel load on the culvert can be neglected.

➤ **Design Vehicular Live Load**

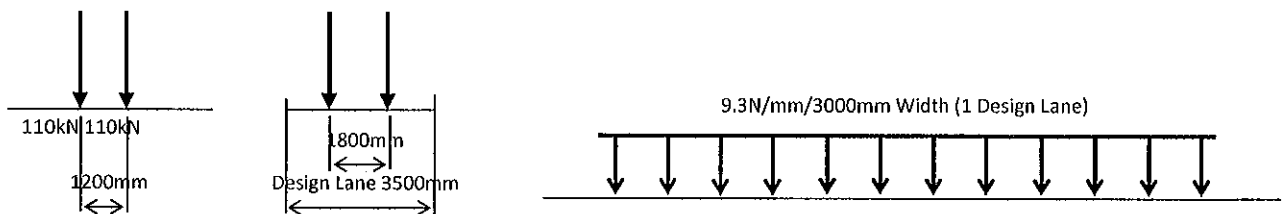
Vehicular live loading (HL-93) shall consist of a combination as followings:

- Design Truck
- Design Tandem
- Design Lane Load



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

Design Truck



Design Tandem 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.

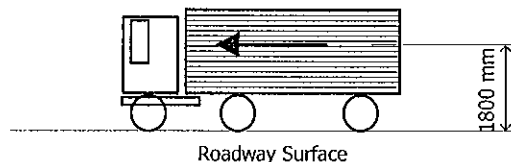
➤ **Dynamic Load Allowance: IM**

The dynamic load allowance for culverts in percent shall be taken as:

$$IM = 33(1 - 4.1 \times 10^{-4} D_E) \geq 0\%$$

➤ **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.



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.

3.4.1.3 Water load and Stream pressure: WA

- Water pressure does not cause adverse effects to the structure so it will not be considered.

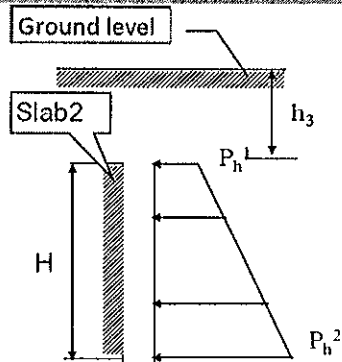
3.4.1.4 Earth pressure: EH

Earth pressure shall be assumed to be linearly proportional to the depth of earth and taken as.

$$P_h = K_a \cdot \gamma_s \cdot g \cdot Z \cdot 10^{-9} \quad (3.11.5.1-1)$$

In which:

P_h : horizontal earth pressure at the depth of Z
 (N/mm²)



+ Lateral earth pressure applied on the plate as figure

$$P_{h1} = K_a \cdot \gamma_s \cdot g \cdot h_3 \cdot 10^{-9}$$

$$P_{h2} = K_a \cdot \gamma_s \cdot g \cdot (H + h_3) \cdot 10^{-9}$$

In which:

- P_h : Horizontal earth pressure (N/mm)
- K_a : active earth pressure coefficient
- γ_s : Density of soil (kg/m³)
- g : Gravitational acceleration (m/s²)
- $\phi = 30^\circ$: Angle of internal friction
- h_3 : filling height from top of box culvert (mm)
- H : Total height of box culvert (mm)

3.4.1.5 Surcharge load: LS

Where a surcharge load is present, a constant horizontal earth pressure shall be added to the basic earth pressure. This constant earth pressure may be taken as

$$D_p = k \cdot \gamma_s \cdot g \cdot h_{eq} \cdot 10^{-9}$$

Where:

D_p = constant horizontal earth pressure due to uniform surcharge load applied (Mpa)

k = coefficient of earth pressure

γ_s = density of soil (kg/m³)

h_{eq} = height of soil equivalent to design truck (mm).

Wall height (mm)	h_{eq} (mm)
≤ 1500	1700
3000	1200
6000	760
≥ 9000	610

3.4.2 Load combination:

Table 3.3: Load combinations and Load factors

State	Mark	Str. I-A	Str. I-B	Str. I-C	Str. III-A	Str. III-B	Service I
Dead load of structural	DC	1.25	1.25	0.90	0.90	1.25	1.00
Dead load of wearing	DW	1.50	1.50	0.65	0.65	1.50	1.00
Vertical earth pressure	EV	1.30	1.30	0.90	0.90	1.30	1.00
Horizontal earth pressure	EH	1.50	0.90	1.50	1.50	1.50	1.00
Live load	LL	1.75	1.75	1.75	1.35	1.35	1.00
Live load surcharge	LS	1.75	1.75	1.75	1.35	1.35	1.00

Where :

DC- dead load of structural components and nonstructural attachments;

DW –Additional static load
LL - live load EV- Vertical earth pressure
IM - vehicular dynamic load allowance; EH-Horizontal earth pressure

3.5 Design principle for each Limit state

3.5.1 Strength limit state

3.5.1.1 Design flowchart for Strength limit state

Design flowchart for strength limit state is show below:

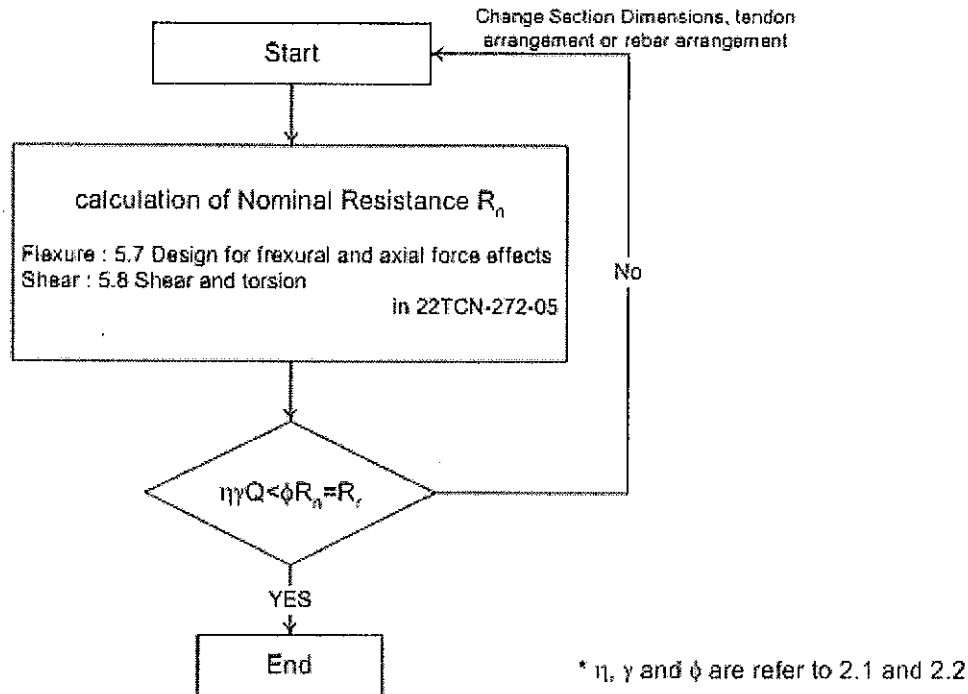


Figure 3.1: Design flowchart for Strength limit state

3.5.1.2 Calculation formula for Flexural

The nominal flexural resistance:

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s f'_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_c (b - b_w) \beta_1 h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right)$$

Where:

- A_{ps} : area of prestressing steel (MM2)
- f_{ps} : average stress in prestressing steel at nominal bending resistance (MPa)
- d_p : distance from extreme compression fiber to the centroid of prestressing tendons (mm)
- A_s : area of nonprestressed tensile reinforcement (mm2)
- f_y : specified yield strength of reinforcing bar s (MPa)
- d_s : distance from extreme compression fiber to the centroid of nonprestressed tensile reinforcement (mm)
- A'_s : area of nonprestressed compression reinforcement (mm²)
- f'_y : specified yield strength of compression reinforcing bars (MPa)
- d'_s : distance from extreme compression fiber to the centroid of nonprestressed compression reinforcement (mm)
- f'_c : specified compressive strength of concrete at 28 days (MPa)
- b : width of the compression face of the member (mm)
- b_w : web width or diameter of a circular section (mm)
- β_1 : stress block factor

h_f : compression flange depth of an I or T member (mm)

a : $c \cdot \beta_1$; depth of the equivalent stress block (mm)

3.5.1.3 Design flowchart for shear

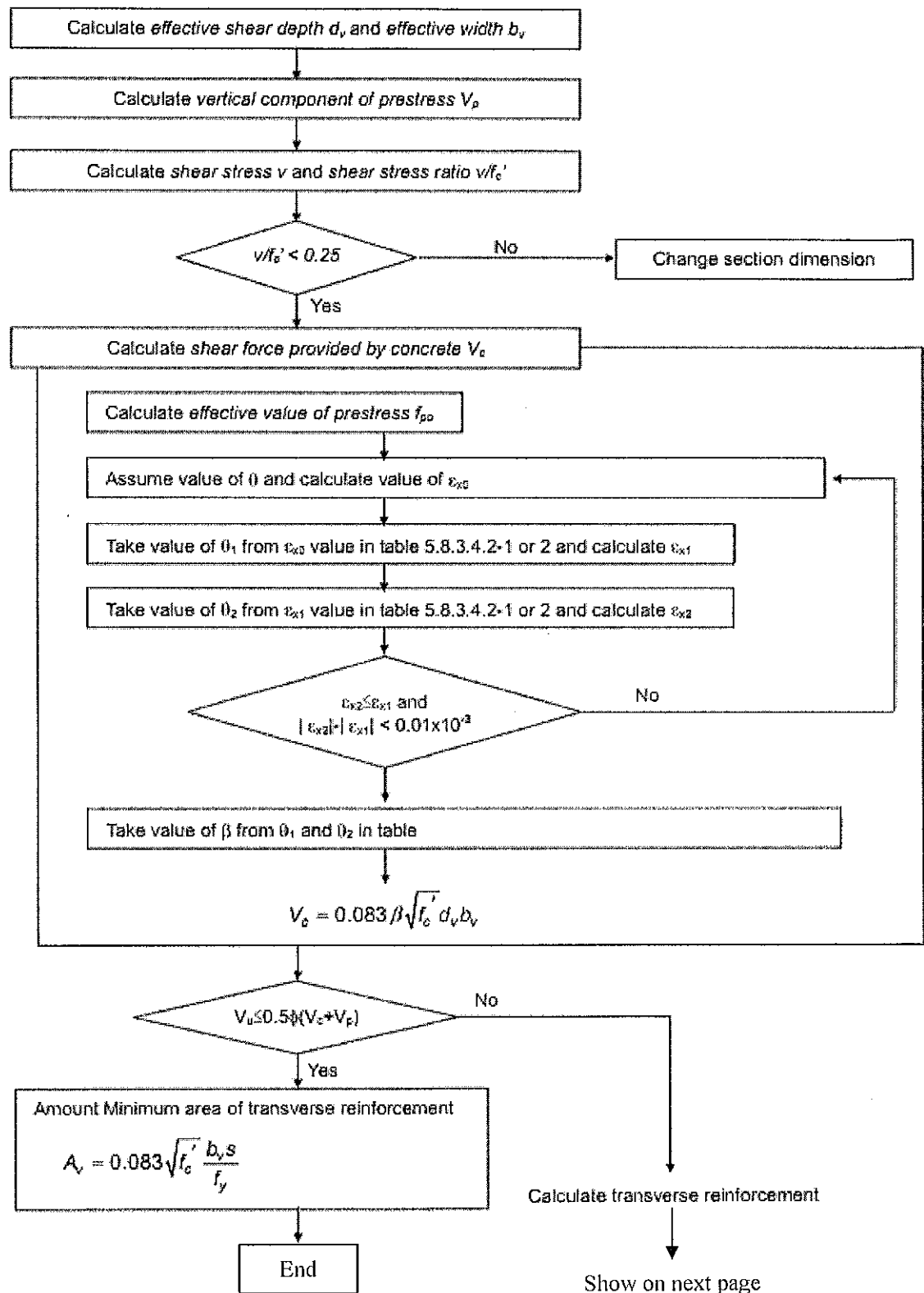


Figure 3.2: Design flowchart for shear (1/2)

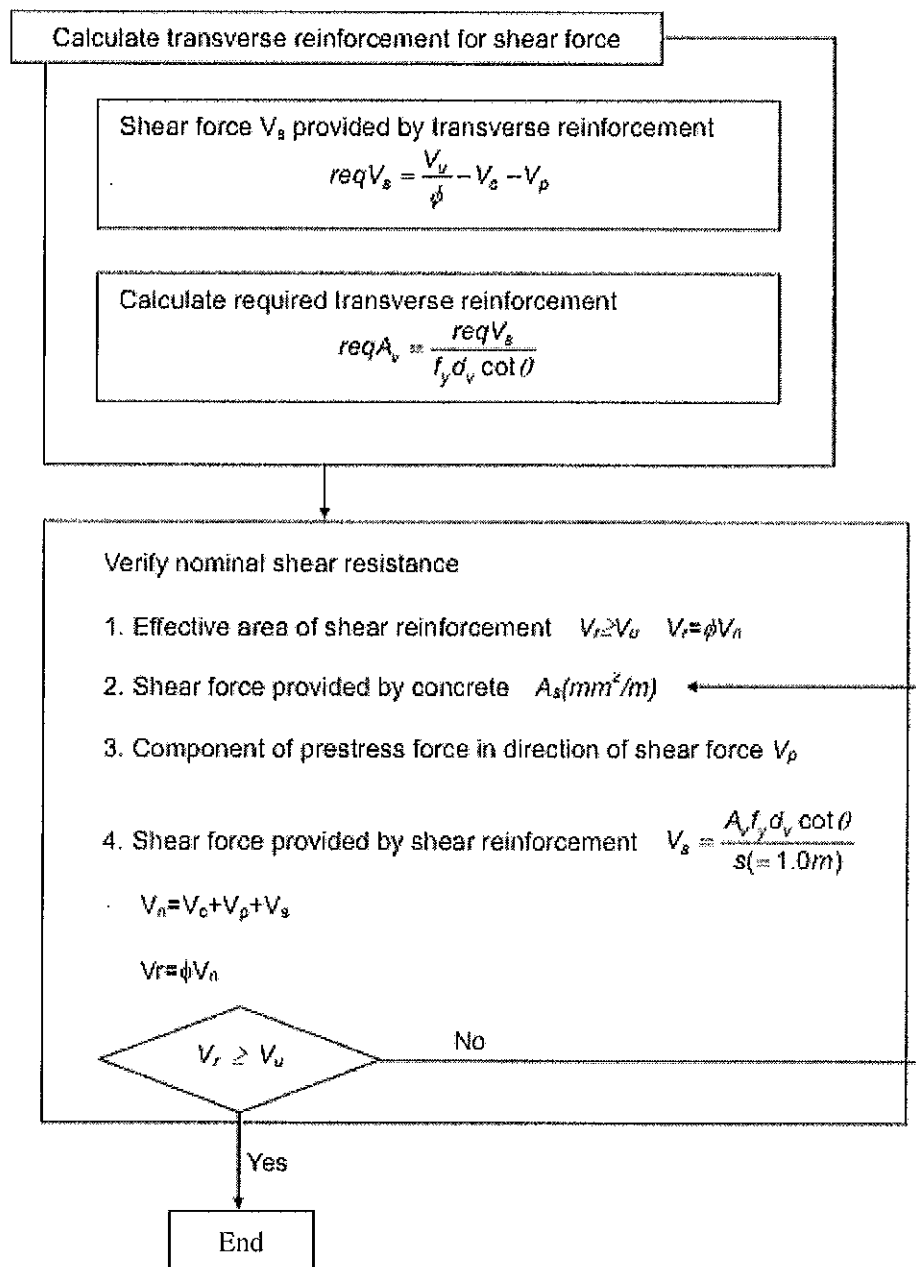


Figure 3.3: Design flowchart for shear (2/2)

3.5.2 Service limit state

3.5.2.1 For RC component

a. Tensile stress limits for gross section

Table 4.5.2.1-1: Tensile stress limit for gross section

Condition	Limit tensile stress (Mpa)
Construction state	80% of $0.63 f_{ci}^{0.5}$
Completion state	80% of $0.63 f_c^{0.5}$

Where:

- + f_{ci} : is compression stress of concrete at time of calculation.
- + f_c : is compression stress of concrete at 28 days.

b. Design follow chart at Service state

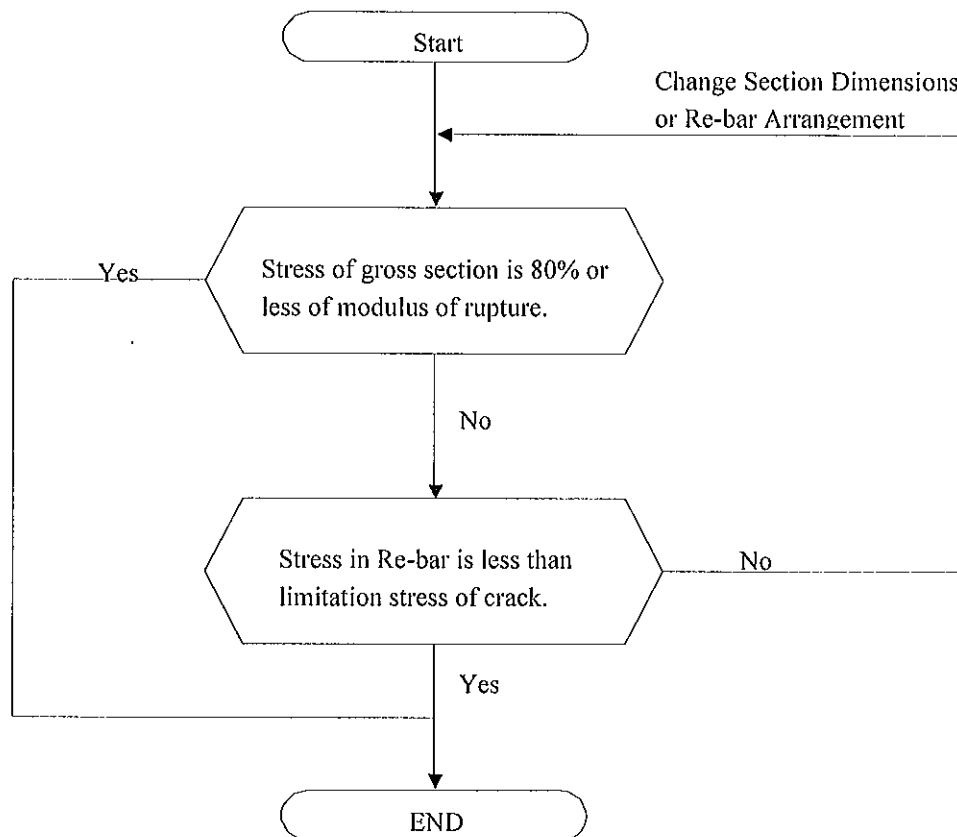


Figure 3.4: Design flowchart at Service state

c. Crack control

Components shall be so proportioned that the tensile stress in the mild steel reinforcement at the service limit state does not exceed f_{sa} , determined as 22TCN272-05 5.7.3.4-1:

$$f_s \leq \min(f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}}, 0.6f_y)$$

Where:

d_c = depth of concrete measured from extreme tension fiber to center of bar or wire located closest hereto; for calculation purposes, the thickness of clear cover used to compute d_c shall not be taken to be the greater than 50mm.

A = Area of concrete having the same centroid as the principal tensile reinforcement and bounded by the surfaces of the cross section and a straight line parallel to the neutral axis, divided by the number of bars or wires (mm^2); for calculation purposes, the thickness of clear concrete cover used to computed A shall not be taken to be greater than 50mm.

Z = Crack width parameter (N/mm)

+ $Z = 17500$ (N/mm) for buried structures.

4 Material Properties:

4.1 Concrete

Use of concrete grade of $f'_c=25\text{MPa}$ (Concrete Class :C25) is assumed for box culvert, wing wall in the design. Concrete strength, f'_c , shall be based on the 28-day compressive strength of cylinder specimens.

Table 4.1 Concrete Properties

No	Item	Symbol	For Abutment, Pier, bored pile	Formula
1	Compressive Strength at 28 days	f'_c	25 Mpa	
2	Modulus of Elasticity	E_c	26,875 MPa	$E_c=0.043\gamma_c^{1.5}(f'_c)^{0.5}$
3	Modulus of Rupture	f_r	3.15MPa	$F_r=0.63(f'_c)^{0.5}$
4	Coefficient of Thermal Expansion	α	$10.8 \times 10^{-6}/\text{deg}$	
5	Poisson's Ratio	-	0.2	

*The stress-strain curve was set up based on 22TCN-272-05.

4.2 Reinforcing Steel

- Reinforcement:
 - + The strength of reinforcement under the standard TCVN1651 - 2008
 - + Plain bar (CB300-T) : $f_{sy} = 300 \text{ MPa}$.
 - + Ribbed bar (CB400-V) : $f_{sy} = 400 \text{ MPa}$
 - + Elastic modulus : $E_s = 200000 \text{ Mpa}$.

5 Coefficient of subgrade reaction of bearing

The determine coefficient of subgrade reaction based on the "Principles of foundation engineering".

If a foundation of width B, is subjected to a load per unit area of q, it will undergo a settlement Δ .

The coefficient of subgrade modulus can be defined as: $k = q / \Delta$

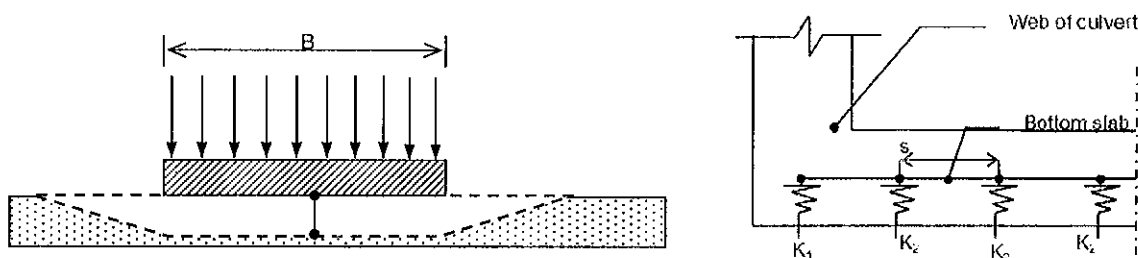


Figure 5.1: Model of coefficient of subgrade reaction

+ Square foundation:

For Foundation on sandy soils:

$$k_s = k_{0.3} ((B+0.3) / 2B)^2$$

For Foundation on Clays:

$$k_s = k_{0.3} (0.3 / B)$$

+ Rectangular foundation

$$k_r = k_s (1 + 0.5 B / L) / 1.5$$

In which:

- k_s : Coefficient of subgrade modulus of the square foundation BxB (m) (kN/m3).
- k_r : Coefficient of subgrade modulus of the rectangular foundation LxB(m) (kN/m3).
- $k_{0.3}$: Coefficient of subgrade modulus of foundation measuring 0.3x0.3(m) (kN/m3).
- B : The foundation width (m).
- L : Foundation length (m).

The value of $k_{0.3}$ for Sand soil and Clays show on below table:

Sand soil					Clay		
	(Dry or moist)		Saturated				
Loose	8-25	MN/m ³	10-15	MN/m ³	Stiff	12-25	MN/m ³
Medium	25-125	MN/m ³	35-40	MN/m ³	Very stiff	35-40	MN/m ³
Dense	125-375	MN/m ³	130-150	MN/m ³	Hard	>50	MN/m ³

+ Coefficient of subgrade reaction

- L = Calculated length of culvert (m)
- B = Calculated width of culvert (m)
- $k_{0.3}$ = Coefficient of subgrade of foundation measuring 0.3x0.3(m) $k_{0.3} = 25 \text{ MN/m}^3$

SN	Dimention	B (m)	L (m)	$k_{0.3}$ (MN/m ³)	Sandy soil		Clay				
					k_s (kN/m ³)	k_r (kN/m ³)	k_s (kN/m ³)	k_r (kN/m ³)	s (m)	k_1 (kN/m ³)	k_2 (kN/m ³)
1	1x(3.0x3.0)	3.8	1,00	25,00	7305	7305	2027	3851	0,62	2252	4505
2	3x(3.0x3.0)	10.4	1,00	25,00	6793	6793	1064	3209	0,59	1996	3991

- In here Coefficient of subgrade of foundation $k_{0.3}$ is 25 for medium sand and stiff clay.
- When the structure analysis, the coefficient of sand used to generate adverse effects for structural.
- Spring coefficient to input to software divided by s (m) follow below formular

$$K1 = 0.5 * k_r * s \quad (\text{kN/m})$$

$$K2 = k_r * L * s \quad (\text{kN/m})$$

6 Design result

6.1 Summary of Design results

Table 6.1: Summary of design results of drainage box culvert

SN	Station	Size (BxH) (m)	Angle (degree)	Covering (m)	Length (m)	Group	Covering group (m)	Bearing soil type
1	020+900	3-(3.0x3.0)	90	4.23	43.83	6	0.6-4.5	Normal
2	021+150	3-(3.0x3.0)	90	5.55	56.75	6	4.5-9.0	Normal

6.2 Bearing capacity

6.2.1 Soil parameters:

Some evaluations of geological conditions at box culvert location on PKG 3B:

Most of the bearing layer at Box culvert location on PKG A4 are sand and sand with clay, SPT value from 6 to 23 blow/30cm.

Table 6.3: The soil properties at box culvert location of PKG 3B

SN	Station	Dimention (m)				Covering	Bearing layer		
		Cell	Width	Height	Length (m)	(m)	Name	Soil type	SPT value
	Cross Drainage Box culverts								
1	Km 020+900	3x (3.00 x	3.00)	43.83	4.23	3	SC	8
2	Km 021+150	1x (3.00 x	3.00)	46.75	5.55	F		9

In this table:

- SP : Poorly graded sand.
- SC : Silty clayey sand.
- SC : Sandy clay.
- SW : Well graded sand.
- CL : Low plasticity clay.

6.2.2 Estimate bearing capacity formula

- Bearing resistance of soil will be estimated by theoretical method.
- Most of the bearing layer at Box culvert location on PKG 3B are sand and sand with clay.

The soil is loose and stiff, the soils are not enough strength to get undisturbed cores and don't have testing result for the unconfined compressive strength q_u . Therefore q_u value maybe estimated by SPT value.

- The bearing resistance of cohesionless soils:

$$Q_{ult1} = 0,5g\gamma BC_{w1}N_{\gamma m}10^{-9} + g\gamma C_{w2}D_fN_{qm}10^{-9}$$

In which

D_f	=	footing depth (mm)
γ	=	Density of soil (kg/m^3)
B	=	Footing width (mm)
C_{w1}, C_{w2}	=	Coefficients as specified in table 1 as a function of D_w (DIM)
D_w	=	Depth to water surface taken from the ground surface (mm)
N_{gm}	=	Modified bearing capacity factor (DIM)

Table 1: Coefficients C_{w1} and C_{w2} for various groundwater depths

D_w	C_{w1}	C_{w2}
0	0.50	0.50
D_f	0.50	1.00
$> 1.5B + D_f$	1.00	1.00

- The bearing capacity factors $N_{\gamma m}$ and N_{qm} may be taken as:

$$N_{\gamma m} = N_{\gamma} s_{\gamma} c_{\gamma} i_{\gamma}$$

$$N_{qm} = N_q s_q c_q i_q d_q$$

In which

N_{γ}	=	Bearing capacity factor as specified in table 10.6.3.1.2c-2 for footings on relatively level ground (DIM)
N_q	=	Bearing capacity factor as specified in table 10.6.3.1.2c-2 for relatively level ground (DIM)
s_q, s_{γ}	=	Shape factors specified in tables 10.6.3.1.2c-3 & 4 respectively (DIM)
c_q, c_{γ}	=	Soil compressibility factors specified in table 10.6.3.1.2c-5 & 6 (DIM)
i_q, i_{γ}	=	Load inclination factors specified on table 10.6.3.1.2c-7 & 8 (DIM)
d_q	=	Depth factor specified in table 10.6.3.1.2c-9 (DIM)

The bearing resistance of saturated clays will be estimated by formula:

$$Q_{ult2} = cN_{cm} + \gamma D_f N_{qm} 10^{-9}$$

In which:

The bearing capacity factors N_{cm} and N_{qm} may be taken as:

- For $D_f/B \leq 2.5$, $B/L \leq 1$ and $H/V \leq 0.4$

$$N_{cm} = N_c [1 + 0.2D_f/B] [1 + 0.2B/L] [1 - 1.3H/V] \quad (10.6.3.1.2b-2)$$

- For $D_f/B > 2.5$, and $H/V \leq 0.4$

$$N_{cm} = N_c [1 + 0.2B/L] [1 - 1.3H/V] \quad (10.6.3.1.2b-3)$$

- $N_c = 5.0$ for use in equation 2 on relatively level soil
 $= 7.5$ for use in equation 2 on relatively level soil
- $N_{qm} = 1.0$ for saturated clay and relatively level ground surface
 $= 0.0$ for footing on sloping ground or adjacent to sloping ground
- $D_f =$ Footing depth (mm)
- $\gamma =$ Density of soil (kg/m^3)
- $c = S_u =$ undrained shear strength (Mpa)

In here the undrained shear strength of clay will be estimated from SPT value. Terzaghi and peck formula is used:

$$S_u = 0.5 q_u = 0.5.k.N.10^{-3} = 6.N.10^{-3}$$

+ The factor $k = 12$

- $N =$ SPT value
- $S_u =$ undrained compression strength (Mpa)
- $q_u =$ drain compression strength (Mpa)

The result of bearing capacity of each culvert showed on Table 6.4.

6.2.3 Estimate maximum stress at bottom of culvert

Maximum stress at bottom of box culvert may be determined:

$$Q_{max} = \Sigma V.(1 + 6*M/(V.B'))/(B'.L)$$

In which:

- $\Sigma V =$ Total vertical load applied to box culvert
- $M =$ The moment due to horizontal force of surcharge load.
- $B' =$ The effective width of box culvert
 $B' = B - 2M/V$
- $B =$ Width of box culvert
- $L =$ Length of culvert

The result of maximum stress of each culvert showed on Table 6.5.

Mục lục	
1 Tổng quan	1
1.1 Đặc điểm chính của các công hợp thuộc Gói thầu 3B	1
1.1.1 Danh mục công hợp thuộc Gói thầu 3B	1
1.1.1.1 Công hợp thoát nước ngang	1
1.1.2 Mặt bằng điển hình	1
1.1.2.1 Công hợp thoát nước ngang	1
1.2 Sơ lược về phương pháp thiết kế	1
1.2.1 Thiết kế điển hình	1
1.2.2 Phân nhóm	1
1.2.2.1 Thiết kế Nhóm cho công hợp thoát nước ngang	2
1.2.2.2 Thiết kế Nhóm cho công chui	2
1.2.3 Tính toán kết cấu và bố trí cốt thép	3
2 Tiêu chuẩn thiết kế	3
3 Phương pháp thiết kế	3
3.1 Trạng thái giới hạn	3
3.2 Hệ số điều chỉnh tải trọng	3
3.3 Hệ số sức kháng	4
3.4 Tải trọng và tổ hợp tải trọng	4
3.4.1 Tải trọng	4
3.4.1.1 Tĩnh tải	4
3.4.1.2 Hoạt tải và lực xung kích (lực động) cho phép	4
3.4.1.3 Tải trọng nước và áp lực dòng chảy: WA	5
3.4.1.4 Áp lực đất: EH	5
3.4.1.5 Chât tải: LS	6
3.4.2 Tổ hợp tải trọng:	6
3.5 Nguyên tắc thiết kế cho từng trạng thái giới hạn	6
3.5.1 Trạng thái giới hạn cường độ	6
3.5.1.1 Sơ đồ thiết kế cho trạng thái giới hạn cường độ	6
3.5.1.2 Công thức tính toán uốn	7
3.5.1.3 Sơ đồ thiết kế sức cắt	8
3.5.2 Trạng thái giới hạn sử dụng	9
3.5.2.1 Đối với cấu kiện bê tông cốt thép	9
4 Đặc tính vật liệu:	11
4.1 Bê tông	11
4.2 Cốt thép	11
5 Hệ số phản lực chịu tải của lớp subgrade	11
6 Kết quả thiết kế	13
6.1 Tóm tắt kết quả thiết kế	13
6.2 Khả năng chịu tải	13
6.2.1 Thông số đất:	13
6.2.2 Công thức ước tính khả năng chịu tải	13
6.2.3 Tính toán ứng suất tối đa tại đáy cống	15

1 Tổng quan

1.1 Đặc điểm chính của các công hợp thuộc Gói thầu 3B

1.1.1 Danh mục công hợp thuộc Gói thầu 3B

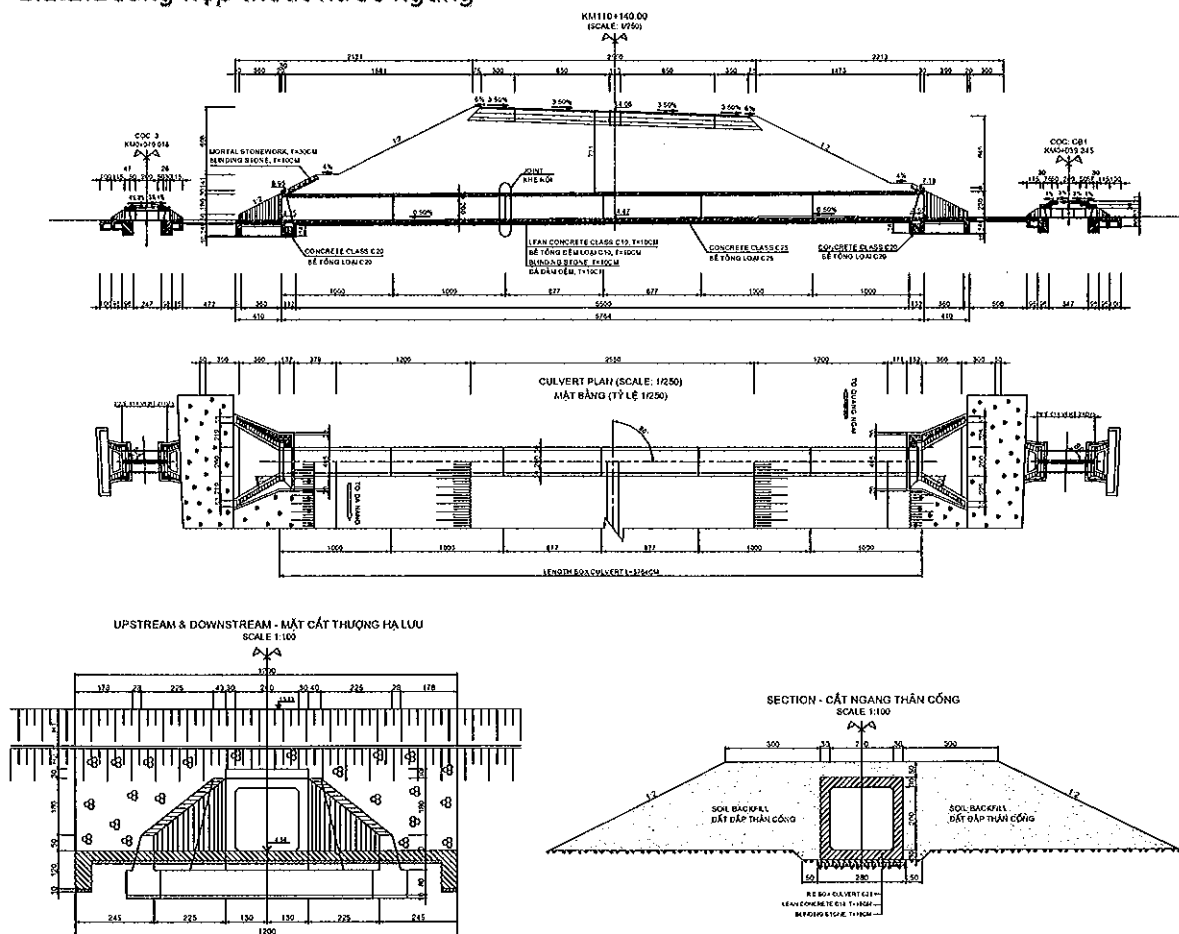
1.1.1.1 Công hợp thoát nước ngang

Bảng 1.1: Danh mục công hợp thoát nước ngang thuộc Gói 3B

TT	Lý trình	Kích thước (BxH) (m)	Góc(độ)	Chiều cao đắp đất trên công(m)	Chiều dài(m)
1	020+900	3-(3.0x3.0)	90	4.23	43.83
2	021+150	1-(3.0x3.0)	90	5.55	56.75

1.1.2 Mặt bằng điển hình

1.1.2.1 Công hợp thoát nước ngang



Hình 1.1: Mặt bằng điển hình của công hợp thoát nước ngang

1.2 Sơ lược về phương pháp thiết kế

1.2.1 Thiết kế điển hình

- Thiết kế điển hình sẽ được trình bày cho công hợp trên tiết diện danh định, công hợp đặt ở tầng chịu lực đủ lớn so với ứng suất tính toán lớn nhất tại đáy công.
- Công hợp trên nền đất yếu sẽ được xem xét riêng.

1.2.2 Phân nhóm

Trên tuyến đường cao tốc Đà Nẵng – Quảng Ngãi có khoảng 300 công hợp gồm hai loại: công hợp

thoát nước ngang và cống chui. Mỗi cống có số cửa cống, kích thước và chiều cao đắp đất trên cống...khác nhau. Kết cấu cống được xem xét thiết kế nhóm phụ thuộc vào các thông số dưới đây và một số trường hợp đặc biệt sẽ được xem xét riêng. Khả năng chịu lực của đất tại đáy cống sẽ được xem xét riêng.

1.2.2.1 Thiết kế Nhóm cho cống hộp thoát nước ngang

Các nhóm được xác định qua xem xét các hạng mục sau:

- Số cửa cống của cống hộp
- Kích thước cống hộp
- Chiều cao đắp đất trên cống.

Bảng 1.3: Thiết kế Nhóm cho cống hộp thoát nước ngang (phân nhóm cho toàn dự án)

Nhóm	Kích thước			Nhóm	Kích thước		
	Rộng x Cao W x H (m)	Chiều cao đắp đất trên cống (m)	Bề dày (mm)		Rộng x Cao W x H (m)	Chiều cao đắp đất trên cống (m)	Bề dày (mm)
1	1.5 x 1.5	$0.6 > H$	220	7	2(1.5 x 1.5)	$0.6 > H$	220
		$0.6 \leq H < 4.5$	220			$0.6 \leq H < 4.5$	220
		$4.5 < H < 9.0$	250			$4.5 < H < 9.0$	250
2	2.0 x 1.5	$0.6 > H$	220	8	2(2.0 x 1.5)	$0.6 > H$	220
		$0.6 \leq H < 4.5$	220			$0.6 \leq H < 4.5$	220
		$4.5 < H < 9.0$	250			$4.5 < H < 9.0$	250
3	2.0 x 2.0	$0.6 > H$	250	9	2(2.0 x 2.0)	$0.6 > H$	250
		$0.6 \leq H < 4.5$	250			$0.6 \leq H < 4.5$	250
		$4.5 < H < 9.0$	300			$4.5 < H < 9.0$	300
4	2.5 x 2.5	$0.6 > H$	300	10	2(2.5 x 2.5)	$0.6 > H$	300
		$0.6 < H < 4.5$	300			$0.6 < H < 4.5$	300
		$4.5 < H < 9.0$	300			$4.5 < H < 9.0$	300
		$9.0 < H < 12.0$	400			$9.0 < H < 12.0$	400
5	3.0 x 2.0	$0.6 > H$	300	11	2(3.0 x 2.0)	$0.6 > H$	300
		$0.6 < H < 4.5$	300			$0.6 < H < 4.5$	300
		$4.5 < H < 9.0$	300			$4.5 < H < 9.0$	300
6	3.0 x 3.0	$0.6 > H$	350	12	2(3.0 x 3.0)	$0.6 > H$	350
		$0.6 < H < 4.5$	350			$0.6 < H < 4.5$	350
		$4.5 < H < 9.0$	400			$4.5 < H < 9.0$	400
		$9.0 < H < 12.0$	450			$9.0 < H < 12.0$	450
		$H > 12.0$	450			$H > 12.0$	450

- n: Số cửa cống của cống hộp từ 2 trở lên.
- Qua xem xét thấy lực bên trong của cống 2 cửa và cống nhiều cửa là không khác nhau, do đó cống 3 cửa được thiết kế thành 2 cửa để đảm bảo an toàn.

1.2.2.2 Thiết kế Nhóm cho cống chui

Nhóm được xác định qua xem xét các hạng mục sau:

- Số cửa cống của cống chui
- Kích thước cống
- Chiều cao đắp đất trên cống
- Hoạt tải thiết kế của đường ngang (ví dụ: 0.65HL93, 0.5 HL93...)

Bảng 1.4: Thiết kế nhóm cho cống chui (phân nhóm cho toàn dự án)

Nhóm	Kích thước						Hoạt tải trên đường ngang	
	Rộng (m)	Cao (m)	Chiều cao đắp đất trên cống (m)	Bề dày			Số làn	Tải trọng thiết kế
				Đỉnh hộp (mm)	Đáy hộp (mm)	Thành hộp (mm)		
1	3,0	3,0	$H < 0,6$	350	400	350	1	0.5 HL93
			$0.6 \leq H \leq 4.5$	350	400	350		
2	4,0	3,0	$H < 0,6$	400	450	400	1	0.65 HL93
			$0.6 \leq H \leq 4.5$	400	450	400		
3	5,0	3,5	$H < 0,6$	450	500	450	1	0.65 HL93
			$0.6 \leq H \leq 4.5$	450	500	450		
4	5,0	4,0	$H < 0,6$	450	500	450	1	0.65 HL93
			$0.6 \leq H \leq 4.5$	450	500	450		

Hoạt tải thiết kế áp dụng cho đường ngang dựa trên Biên bản ghi nhớ cuộc họp giữa PMU85, Tư vấn F/S và Tư vấn D/D vào ngày 27/8/2012

- Hệ số tải trọng trục trên đường cấp V và thấp hơn phải áp dụng các hệ số sau đây theo quy định tại mục 3.6.1.2.3 của tiêu chuẩn 22 TCN 272-05.

+ Cấp V đến loại B: 0.65.

+ Loại C: 0.50.

1.2.3 Tính toán kết cấu và bố trí cốt thép

- Kết cấu điển hình sẽ được tính toán có tham chiếu loại công hộp nêu trên.
- Công hộp trên nền đất yếu sẽ được xem xét riêng. Nếu nó không ảnh hưởng nhiều đến lực bên trong. Bố trí cốt thép và kết cấu sẽ được áp dụng cho kết cấu điển hình.

2 Tiêu chuẩn thiết kế

- Các kết cấu công hộp phải được thiết kế theo trạng thái giới hạn quy định trong Tiêu chuẩn Việt Nam 22 TCN 272-05 theo đúng công văn số DQEDD PMU 85-99-13 ngày 26/02/2013.
- Cốt thép phải tuân theo tiêu chuẩn TCVN1651 – 2008.

3 Phương pháp thiết kế

3.1 Trạng thái giới hạn

Các kết cấu cầu phải được kiểm tra theo các trạng thái giới hạn dưới đây và mọi trạng thái giới hạn phải được coi trọng như nhau

- Trạng thái giới hạn cường độ
- Trạng thái giới hạn sử dụng

3.2 Hệ số điều chỉnh tải trọng

Kết cấu phần trên của cầu phải thỏa mãn Eq.1 với mỗi trạng thái giới hạn, trừ khi được quy định khác. Đối với trạng thái giới hạn sử dụng và trạng thái giới hạn đặc biệt, hệ số sức kháng được lấy bằng 1.0.

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad (\text{Eq.1})$$

$\eta_D = 1.00$ (đối với tính dẻo).

$\eta_R = 1.00$ (đối với tính dư).

$\eta_I = 1.00$ (đối với tầm quan trọng trong khai thác).

3.3 Hệ số sức kháng ϕ

Hệ số sức kháng được thể hiện ở dưới đây. Đối với trạng thái giới hạn đặc biệt và trạng thái giới hạn sử dụng, hệ số sức kháng ϕ là 1.00.

Bảng 3.1: Hệ số sức kháng ϕ

Component	Flexure and Tension	Shear and Torsion	Compression with Spirals and Ties	Bearing and Compression in Strut and Tie models	For Anchorage Zones	
					Compression	Tension in Steel
Reinforced Concrete	0.90	0.90	0.75	0.70	0.80	1.00

* Đối với trạng thái giới hạn sử dụng và trạng thái giới hạn đặc biệt, $\phi=1.00$

* Tham khảo tiêu chuẩn Việt Nam “Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22TCN-272-05”

Đối với các cấu kiện nén chịu uốn, giá trị ϕ có thể tăng tuyến tính đến giá trị độ uốn như là sức kháng tải trọng trục tính toán, ϕP_n , giảm từ $0.10f'_c A_g$ xuống 0.

3.4 Tải trọng và tổ hợp tải trọng

3.4.1 Tải trọng

3.4.1.1 Tính tải

Tính tải của các thành phần kết cấu và cấu kiện không kết cấu (DC) được tính toán sử dụng các khối lượng riêng dưới đây:

Bảng 3.2: Khối lượng riêng của vật liệu

TT	Vật liệu	Khối lượng riêng (kg/m ³)	Trọng lượng riêng (kN/m ³)
1	Bê tông thô	2400	23.5
2	Bê tông cốt thép ứng lực trước	2500	24.5
3	Mặt đường Asphalt	2250	22.0

* Khối lượng riêng của vật liệu dựa theo tiêu chuẩn 22TCN-272-05.

3.4.1.2 Hoạt tải và lực xung kích (lực động) cho phép

Hoạt tải và lực xung kích cho phép dựa theo Mục 3.6.1 và 3.6.2 của tiêu chuẩn 22TCN-272-05.

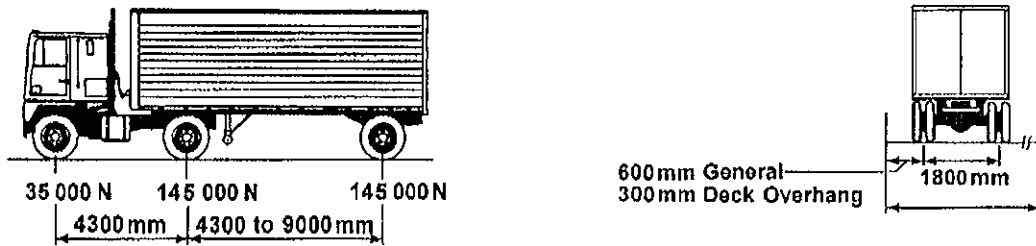
Các yêu cầu dưới đây được áp dụng cho thiết kế kết cấu cống thoát nước.

- Trong trường hợp đắp đất trên đỉnh cống dưới 0,60m, tải trọng bánh xe cần được đặt trực tiếp trên cống (không phải là tải trọng phân bố).
- Trong trường hợp đắp đất trên đỉnh cống quá 0,60m, tải trọng bánh xe tác dụng lên cống là không đáng kể.

➤ Hoạt tải xe thiết kế

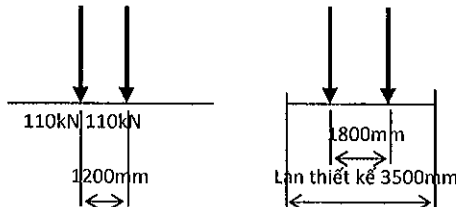
Hoạt tải xe (HL-93) sẽ gồm một tổ hợp của:

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



Ghi chú: đối với tải trọng mỗi, khoảng cách giữa hai trục 145kN phải luôn là 9000mm

Xe tải thiết kế



Xe hai trục thiết kế

Tác dụng lực lớn nhất phải được lấy lớn như sau:

- Tác dụng của Xe hai trục thiết kế và Tải trọng làn thiết kế
- Tác dụng của Xe tải thiết kế có khoảng cách trục thay đổi và Tải trọng làn thiết kế.

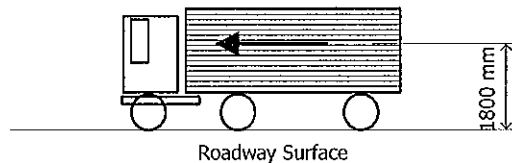
➤ Lực xung kích cho phép: IM

Lực xung kích cho phép (tính bằng %) đối với công được lấy bằng

$$IM = 33(1 - 4.1 \times 10^{-4} D_E) \geq 0\%$$

➤ Lực hãm: BR

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



Tất cả các lực này được coi là tác dụng theo chiều nằm ngang cách phía trên mặt đường 1800mm theo cả chiều dọc để gây ra ứng lực lớn nhất. Phải áp dụng các hệ số quy định.

3.4.1.3 Tải trọng nước và áp lực dòng chảy: WA

- Áp lực nước không gây ảnh hưởng bất lợi cho kết cấu, do đó sẽ không được xem xét.

3.4.1.4 Áp lực đất: EH

Giá trị áp lực đất được giả định là tỷ lệ tuyến tính với độ sâu của đất và lấy bằng:

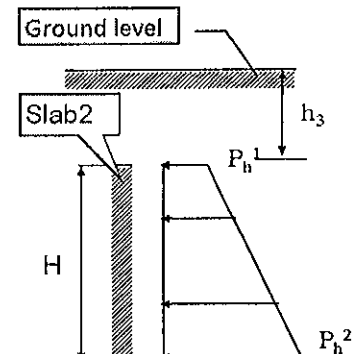
$$P_h = K_a \cdot \gamma_s \cdot g \cdot Z \cdot 10^{-9} \quad (3.11.5.1-1)$$

Trong đó:

- P_h : áp lực ngang của đất tại độ sâu của Z (N/mm²)
- + Áp lực bên của đất tác dụng lên bản như trong hình
- $P_h^1 = K_a \cdot \gamma_s \cdot g \cdot h_3 \cdot 10^{-9}$
- $P_h^2 = K_a \cdot \gamma_s \cdot g \cdot (H + h_3) \cdot 10^{-9}$

Trong đó:

- P_h : áp lực ngang của đất (N/mm)



- K_a : hệ số áp lực chủ động của đất
- γ_s : khối lượng riêng của đất (kg/m³)
- g : gia tốc trọng lực (m/s²)
- $\varphi = 30^\circ$: góc ma sát trong
- h_3 : chiều cao đắp đất từ đỉnh cống hộp (mm)
- H : tổng chiều cao cống hộp (mm)

3.4.1.5 Chất tải: LS

Tại vị trí có chất tải, áp lực ngang không đổi của đất phải được bổ sung vào áp lực đất cơ sở. Áp lực đất không đổi có thể lấy bằng:

$$D_p = k \cdot \gamma_s \cdot g \cdot h_{eq} \cdot 10^{-9}$$

Trong đó:

D_p = áp lực ngang không đổi của đất do chất tải phân bố đều (Mpa)

k = hệ số áp lực đất

γ_s = khối lượng riêng của đất (kg/m³)

h_{eq} = chiều cao của đất tương đương với xe tải thiết kế (mm).

Wall height(mm)	h_{eq} (mm)
≤ 1500	1700
3000	1200
6000	760
≥ 9000	610

3.4.2 Tổ hợp tải trọng:

Bảng 3.3: Tổ hợp tải trọng và hệ số tải trọng

Trạng thái	Mark	Str. I-A	Str. I-B	Str. I-C	Str. III-A	Str. III-B	Service I
Tải trọng tĩnh của kết cấu	DC	1.25	1.25	0.90	0.90	1.25	1.00
Tải trọng tĩnh của lớp áo	DW	1.50	1.50	0.65	0.65	1.50	1.00
Áp lực đất dọc	EV	1.30	1.30	0.90	0.90	1.30	1.00
Áp lực đất ngang	EH	1.50	0.90	1.50	1.50	1.50	1.00
Tải trọng động	LL	1.75	1.75	1.75	1.35	1.35	1.00
Gia tải cho tải trọng động	LS	1.75	1.75	1.75	1.35	1.35	1.00

Trong đó :

DC- Tải trọng tĩnh cho các cấu kiện của kết cấu và các phần đi kèm không phải là kết cấu;

DW –Tải trọng tĩnh bổ sung

LL –Tải trọng động

EV–Áp lực đất dọc

IM –cho phép tải trọng động của xe;

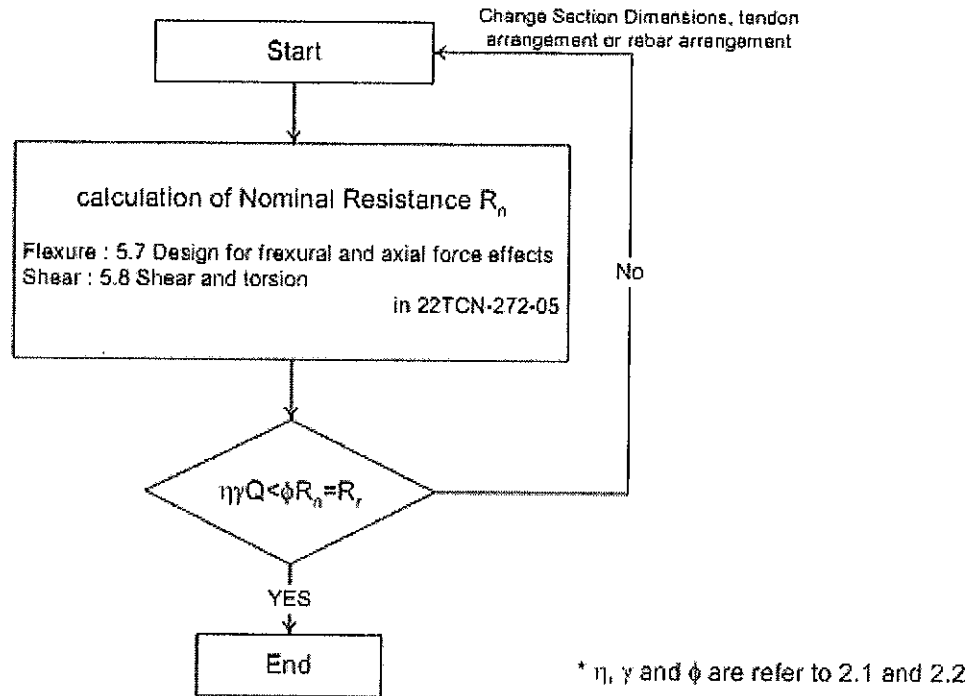
EH–Áp lực đất ngang

3.5 Nguyên tắc thiết kế cho từng trạng thái giới hạn

3.5.1 Trạng thái giới hạn cường độ

3.5.1.1 Sơ đồ thiết kế cho trạng thái giới hạn cường độ

Sơ đồ thiết kế cho trạng thái giới hạn cường độ được trình bày dưới đây:



Hình 3.1: Sơ đồ thiết kế cho trạng thái giới hạn cường độ

3.5.1.2 Công thức tính toán uốn

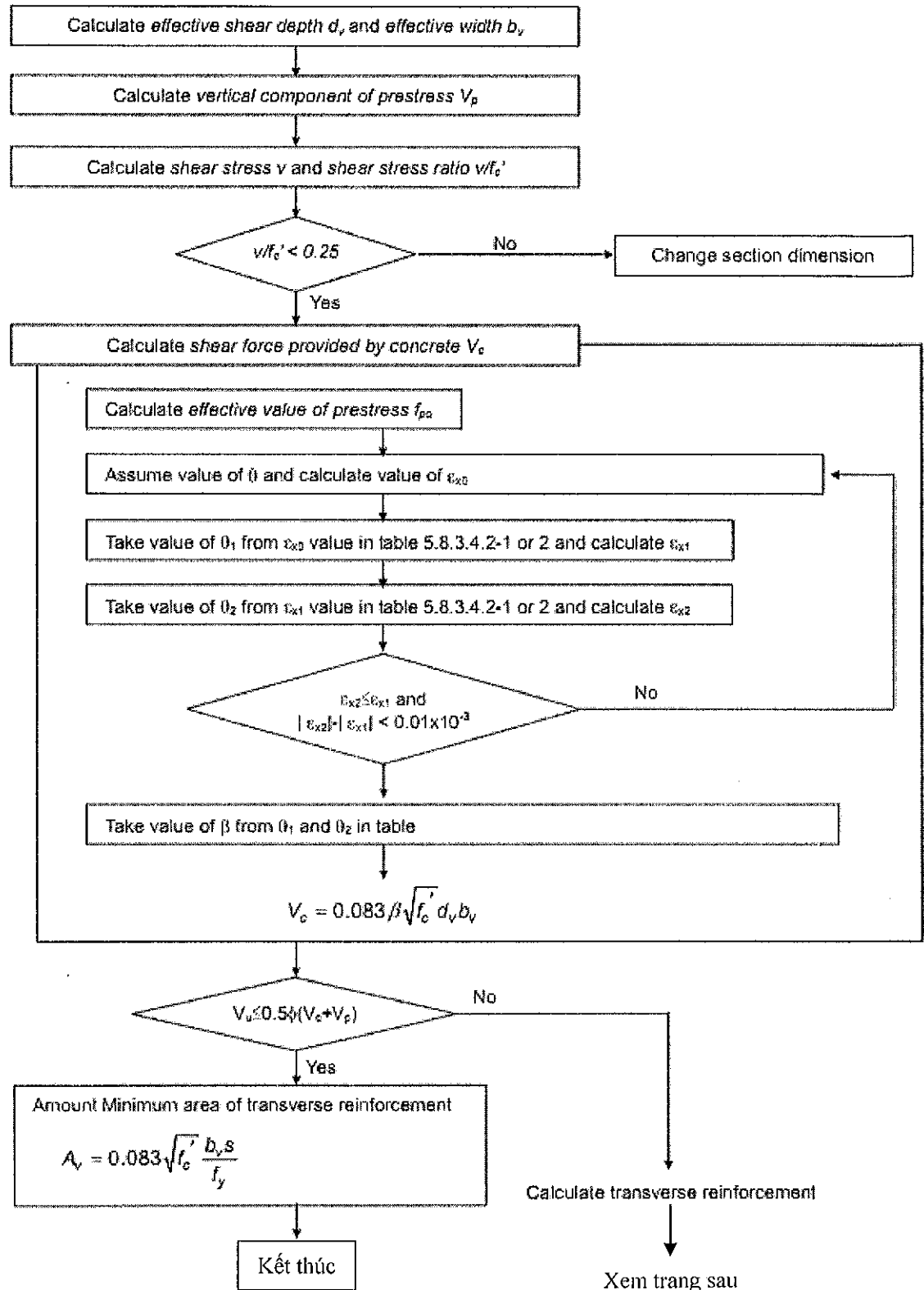
Sức kháng uốn danh định:

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s f'_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_c (b - b_w) \beta_1 h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right)$$

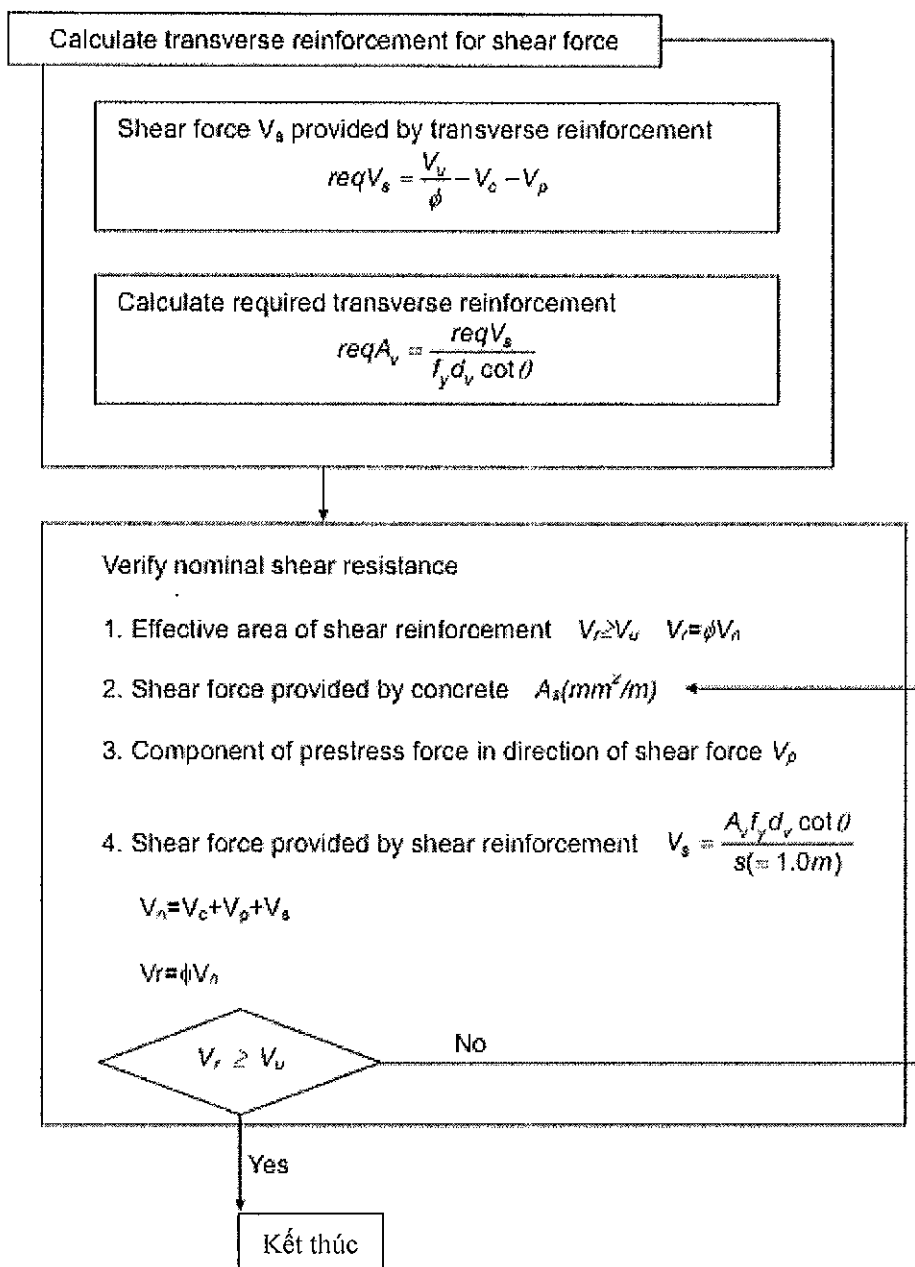
Trong đó:

- A_{ps} : diện tích thép dự ứng lực (MM2)
- f_{ps} : cường độ trung bình trong thép dự ứng lực tại sức kháng uốn danh định
- d_p : khoảng cách từ sợi nén đến lõi cáp dự ứng lực (mm)
- A_s : diện tích của phần gia cố căng kéo không dự ứng lực (mm2)
- f_y : cường độ chảy quy định của thanh cốt thép (MPa)
- d_s : khoảng cách từ sợi nén đến gia cố căng kéo không dự ứng lực (mm)
- A'_s : diện tích gia cố nén không dự ứng lực (mm²)
- f'_y : cường độ chảy quy định của thanh gia cố nén (MPa)
- d'_s : khoảng cách từ sợi nén đến gia cố căng kéo không dự ứng lực (mm)
- f'_c : cường độ nén quy định của bê tông cho 28 ngày (MPa)
- b : bề rộng mặt nén của cầu kiện (mm)
- b_w : bề rộng bụng hoặc đường kính của đoạn cong (mm)
- β_1 : hệ số khối dự ứng lực
- h_f : chiều sâu cánh nén của các cầu kiện I hoặc T (mm)
- a : $c \cdot \beta_1$; chiều sâu khối dự ứng lực tương đương (mm)

3.5.1.3 Sơ đồ thiết kế sức cắt



Hình 3.2.: Sơ đồ thiết kế sức cắt (1/2)



Hình 3.3: Sơ đồ thiết kế sức cắt (2/2)

3.5.2 Trạng thái giới hạn sử dụng

3.5.2.1 Đối với cấu kiện bê tông cốt thép

a. Các giới hạn ứng suất kéo cho mặt cắt nguyên

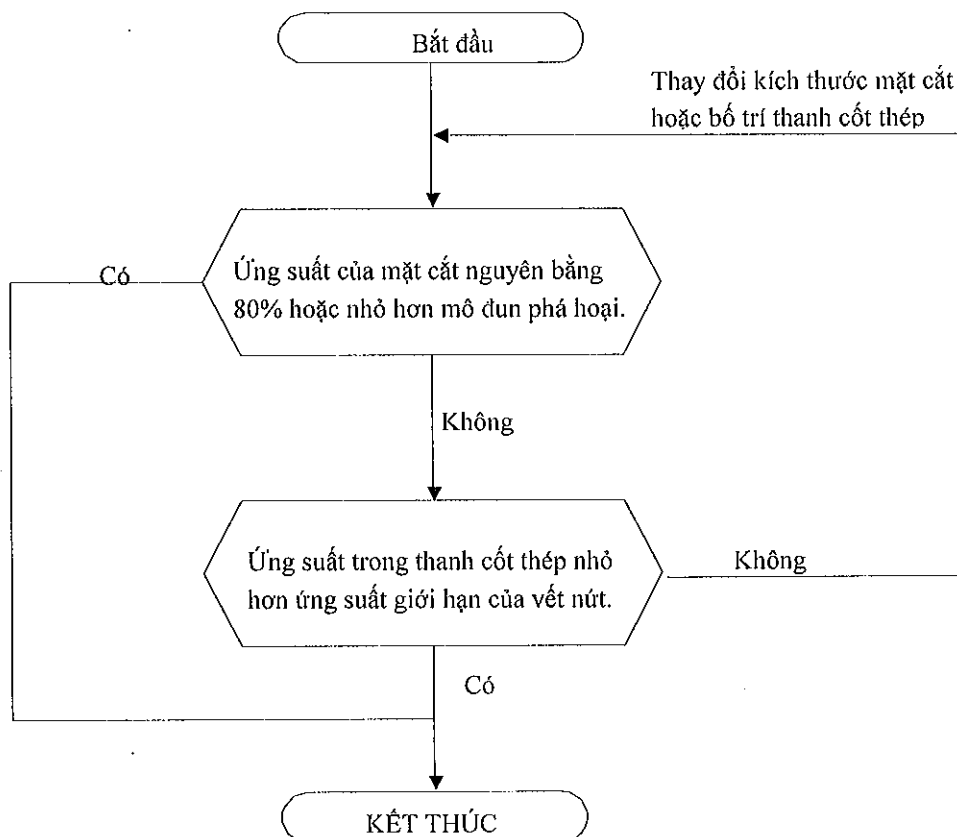
Bảng 4.5.2.1-1: Giới hạn ứng suất kéo cho mặt cắt nguyên

Điều kiện	Ứng suất kéo giới hạn (Mpa)
Trạng thái thi công	80% của $0.63 f_{ci}^{0.5}$
Trạng thái hoàn thiện	80% của $0.63 f_c^{0.5}$

Trong đó:

- + f_{ci} : là ứng suất nén của bê tông tại thời điểm tính toán.
- + f_c : là ứng suất nén của bê tông tại thời điểm 28 ngày.

b. Sơ đồ thiết kế tại trạng thái sử dụng



Hình 3.4: Sơ đồ thiết kế tại trạng thái sử dụng

c. Không chế nứt

Các cầu kiện phải được cấu tạo sao cho ứng suất kéo trong cốt thép thường ở trạng thái giới hạn sử dụng f_{st} không vượt quá như dưới đây, xác định theo 22TCN272-05 5.7.3.4-1:

$$f_{st} \leq \min\left(f_{st} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}}, 0,6f_y\right)$$

Trong đó:

d_c = chiều cao phần bê tông tính từ thớ chịu kéo ngoài cùng cho đến tâm của thanh hay sợi đặt gần nhất; nhằm mục đích tính toán phải lấy chiều dày tịnh của lớp bê tông bảo vệ d_c không được lớn hơn 50mm.

A = diện tích phần bê tông có cùng trọng tâm với cốt thép chủ chịu kéo và được bao bởi các mặt của mặt cắt ngang và đường thẳng song song với trục trung hòa, chia cho số lượng của các thanh hay sợi (mm^2); nhằm mục đích tính toán, phải lấy chiều dày tịnh của lớp bê tông bảo vệ không được lớn hơn 50mm.

Z = thông số bề rộng nứt (N/mm)

+ $Z = 17500(\text{N/mm})$ đối với các kết cấu vùi dưới đất.

4 Đặc tính vật liệu:

4.1 Bê tông

Giả định sử dụng bê tông mác $f'c=25\text{MPa}$ (Bê tông loại: C25) cho cổng hộp, tường cánh trong thiết kế. Cường độ bê tông, $f'c$, căn cứ trên cơ sở cường độ nén mẫu hình trụ 28 ngày.

Bảng 4.1 Đặc tính bê tông

TT	Hạng mục	Ký hiệu	Đối với mố, trụ, cọc khoan nhồi	Công thức
1	Cường độ nén 28 ngày	$f'c$	25 Mpa	
2	Mô đun đàn hồi	E_c	26,875 MPa	$E_c=0.043\gamma_c^{1.5}(f'c)^{0.5}$
3	Mô đun phá hoại	f_r	3.15MPa	$Fr=0.63(f'c)^{0.5}$
4	Hệ số giãn nở nhiệt	α	$10.8 \times 10^{-6}/\text{deg}$	
5	Hệ số Poisson	-	0.2	

*Đường cong ứng suất-biến dạng được lập trên cơ sở tiêu chuẩn 22TCN-272-05.

4.2 Cốt thép

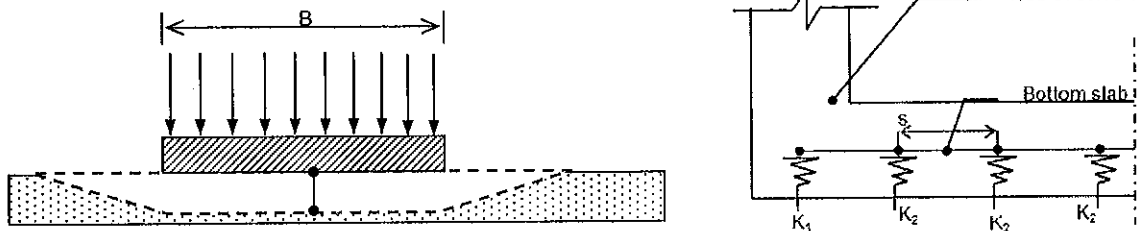
- Cốt thép:
 - + Cường độ cốt thép theo tiêu chuẩn TCVN1651 - 2008
 - + Cốt thép trơn (CB300-T) : $f_{sy} = 300 \text{ MPa}$.
 - + Cốt thép có gờ (CB400-V) : $f_{sy} = 400 \text{ MPa}$
 - + Mô đun đàn hồi : $E_s = 200000 \text{ MPa}$.

5 Hệ số phản lực chịu tải của lớp subgrade

Hệ số phản lực nền được xác định trên cơ sở “Nguyên tắc kỹ thuật nền móng”.

Nếu móng có bề rộng B, chịu 1 lực tải trọng tác dụng trên một đơn vị diện tích q, móng sẽ chịu độ lún Δ .

Hệ số mô đun nền có thể được xác định như sau: $k = q / \Delta$



Hình 5.1: Mô hình hệ số phản lực nền

+ Móng vuông:

Đối với móng đặt trên đất cát:

$$k_s = k_{0.3} ((B+0.3) / 2B)^2$$

Đối với móng đặt trên đất sét:

$$k_s = k_{0.3} (0.3 / B)$$

+ Móng chữ nhật

$$k_r = k_s (1 + 0.5 B / L) / 1.5$$

Trong đó:

- k_s : Hệ số mô đun nền của móng vuông BxB (m) (kN/m³).
- k_r : Hệ số mô đun nền của móng chữ nhật LxB(m) (kN/m³).
- $k_{0.3}$: Hệ số mô đun nền của móng 0.3x0.3(m) (kN/m³).
- B : Chiều rộng móng (m).
- L : Chiều dài móng (m).

Giá trị $k_{0,3}$ đối với đất cát và sét được thể hiện trong bảng dưới đây:

Đất cát					Sét		
	(Khô hoặc ẩm)		Bão hòa				
Rời	8-25	MN/m ³	10-15	MN/m ³	Quánh	12-25	MN/m ³
Chặt vừa	25-125	MN/m ³	35-40	MN/m ³	Rất quánh	35-40	MN/m ³
Chặt	125-375	MN/m ³	130-150	MN/m ³	Cứng	>50	MN/m ³

+ Hệ số phản lực của lớp nền subgrade

- L = Chiều dài tính toán của cống (m)
- B = Chiều rộng tính toán của cống (m)
- $k_{0,3}$ = Hệ số nền của móng 0.3x0.3(m) $k_{0,3} = 25\text{MN/m}^3$

TT	Kích thước	B (m)	L (m)	k ₀₃ (MN/m ³)	Đất cát		Sét		s (m)	k ₁ (kN/m ³)	k ₂ (kN/m ³)
					k _s (kN/m ³)	k _r (kN/m ³)	k _s (kN/m ³)	k _r (kN/m ³)			
Cổng hộp thoát nước ngang											
1	1x(1.5x1.5)	1,94	1,00	25,00	8332	8332	3866	5077	0,32	1347	2694
2	1x(2.0x1.5)	2,44	1,00	25,00	7881	7881	3074	4549	0,61	2404	4808
3	1x(2.0x2.0)	2,50	1,00	25,00	7840	7840	3000	4500	0,50	1960	3920
4	1x(2.5x2.5)	3,00	1,00	25,00	7563	7563	2500	4167	0,60	2269	4538
5	1x(3.0x2.0)	3,60	1,00	25,00	7335	7335	2083	3889	0,60	2201	4401
6	1x(3.0x3.0)	3,70	1,00	25,00	7305	7305	2027	3851	0,62	2252	4505
7	2x(1.5x1.5)	3,66	1,00	25,00	7317	7317	2049	3866	0,46	1674	3347
8	2x(2.0x1.5)	4,66	1,00	25,00	7081	7081	1609	3573	0,58	2062	4124
9	2x(2.0x2.0)	4,75	1,00	25,00	7064	7064	1579	3553	0,59	2097	4194
10	2x(2.5x2.5)	5,90	1,00	25,00	6902	6902	1271	3347	0,49	1697	3393
11	2x(3.0x2.0)	6,90	1,00	25,00	6805	6805	1087	3225	0,58	1957	3913
12	2x(3.0x3.0)	7,05	1,00	25,00	6793	6793	1064	3209	0,59	1996	3991

- Ở đây, hệ số nền của móng $k_{0,3}$ là 25 đối với cát chặt vừa và sét cứng.
- Khi phân tích kết cấu, hệ số của cát gây ảnh hưởng tiêu cực cho kết cấu.
- Hệ số cao su để nhập vào phần mềm được chia theo s (m) theo công thức dưới đây

$$K_1 = 0.5 \cdot k_r \cdot s \quad (\text{kN/m})$$

$$K_2 = k_r \cdot L \cdot s \quad (\text{kN/m})$$

6 Kết quả thiết kế

6.1 Tóm tắt kết quả thiết kế

Bảng 6.1: Tóm tắt kết quả thiết kế công hợp thoát nước

TT	Lý trình	Kích thước (BxH) (m)	Góc(độ)	Chiều cao đắp đất trên cống(m)	Chiều dài(m)	Nhóm	Nhóm đất đắp trên cống(m)	Loại đất chịu tải
1	020+900	3-(3.0x3.0)	90	4.23	43.83	6	0.6-4.5	Thường
2	021+150	1-(3.0x3.0)	90	5.55	56.75	6	4.5-9.0	Thường

6.2 Khả năng chịu tải

6.2.1 Thông số đất:

Đánh giá về điều kiện địa chất tại vị trí công hợp thuộc gói thầu 3B:

Tại vị trí công hợp thuộc gói thầu 3B, hầu hết lớp chịu tải là cát và cát pha sét, giá trị SPT từ 6 đến 23 búa/30cm.

Bảng 6.3: Đặc tính đất tại vị trí công hợp thuộc gói thầu 3B

TT	Lý trình	Kích thước (m)		Đất đắp trên cống	Lớp chịu tải				
		Cửa	Rộng	Cao	Dài (m)	(m)	Tên	Loại đất	Giá trị SPT
	Cống hợp thoát nước ngang								
1	Km 020+900	3x (3.00 x	3.00)	43.83	4.23	3	SC	8
2	Km 021+150	1x (3.00 x	3.00)	46.75	5.55	F		9

Trong bảng này:

- SP : Cát cấp phối kém. - SC-SM : Cát pha sét bụi.
- SC : Sét pha cát. - SW : Cát cấp phối tốt.
- CL : Sét ít dẻo.

6.2.2 Công thức ước tính khả năng chịu tải

- Sức kháng đỡ của đất sẽ được ước tính theo phương pháp lý thuyết.

- Tại vị trí công hợp thuộc gói thầu 3B, hầu hết lớp chịu tải là cát và cát pha sét.

Đất tơi và cứng, không đủ chắc để lấy lõi nguyên trạng và không thu được kết quả thí nghiệm cường độ nén nở hông qu. Do đó giá trị qu có thể được ước tính theo giá trị SPT.

- Sức kháng đỡ của đất rời:

$$Q_{ult1} = 0,5g\gamma BC_{w1}N_{\gamma m}10^{-9} + g\gamma C_{w2}D_fN_{qm}10^{-9}$$

Trong đó

- D_f = Chiều sâu đế móng (mm)
- γ = Dung trọng của đất (kg/m^3)
- B = Chiều rộng đế móng (mm)
- C_{w1}, C_{w2} = Các hệ số được quy định trong bảng 1 là hàm của D_w (DIM)
- D_w = Chiều sâu đến mực nước tính từ mặt đất (mm)
- N_{gm} = Hệ số khả năng chịu tải đã điều chỉnh (DIM)

Bảng 1: Các hệ số C_{w1} và C_{w2} cho các chiều sâu nước ngầm khác nhau

D_w	C_{w1}	C_{w2}
0	0.50	0.50
D_f	0.50	1.00
$> 1.5B + D_f$	1.00	1.00

- Hệ số khả năng chịu tải $N_{\gamma m}$ và N_{qm} có thể được lấy như sau:

$$N_{\gamma m} = N_{\gamma} s_{\gamma} c_{\gamma} i_{\gamma}$$

$$N_{qm} = N_q s_q c_q i_q d_q$$

Trong đó

N_{γ}	=	Hệ số khả năng chịu tải theo quy định trong Bảng 10.6.3.1.2c-2 đối với móng đặt trên nền đất tương đối bằng (DIM)
N_q	=	Hệ số khả năng chịu tải theo quy định trong Bảng 10.6.3.1.2c-2 đối với nền đất tương đối bằng (DIM)
s_q, s_{γ}	=	Các hệ số hình dạng được quy định trong các bảng 10.6.3.1.2c-3 & 4 (DIM)
c_q, c_{γ}	=	Các hệ số nén lún của đất được quy định trong bảng 10.6.3.1.2c-5 & 6 (DIM)
i_q, i_{γ}	=	Các hệ số xét độ nghiêng của tải trọng được quy định trong bảng 10.6.3.1.2c-7 & 8 (DIM)
d_q	=	Hệ số độ sâu được quy định trong bảng 10.6.3.1.2c-9 (DIM)

Sức kháng đỡ của sét bão hòa sẽ được ước tính theo công thức sau:

$$Q_{ult2} = c N_{cm} + \gamma D_f N_{qm} 10^{-9}$$

Trong đó:

Hệ số khả năng chịu tải N_{cm} và N_{qm} được lấy như sau:

- Với $D_f/B \leq 2.5$, $B/L \leq 1$ và $H/V \leq 0.4$

$$N_{cm} = N_c [1 + 0.2 D_f/B] [1 + 0.2 B/L] [1 - 1.3 H/V] \quad (10.6.3.1.2b-2)$$

- Với $D_f/B > 2.5$, và $H/V \leq 0.4$

$$N_{cm} = N_c [1 + 0.2 B/L] [1 - 1.3 H/V] \quad (10.6.3.1.2b-3)$$

- N_c = 5,0 sử dụng trong phương trình 2 trên nền đất tương đối bằng
= 7,5 sử dụng trong phương trình 2 trên nền đất tương đối bằng
- N_{qm} = 1.0 đối với sét bão hòa và nền đất tương đối bằng
= 0.0 đối với móng đặt trên hoặc gần kề mái đất dốc
- D_f = Chiều sâu đặt móng (mm)
- γ = Dung trọng của đất (kg/m^3)
- $c = S_u$ = Cường độ kháng cắt không thoát nước (Mpa)

Trong đó cường độ kháng cắt không thoát nước của sét sẽ được ước tính từ giá trị SPT. Sử dụng công thức Terzaghi và peck:

$$S_u = 0.5 q_u = 0.5 k \cdot N \cdot 10^{-3} = 6 \cdot N \cdot 10^{-3}$$

+ Hệ số $k = 12$

- N = Giá trị SPT
- S_u = Cường độ kháng cắt không thoát nước (Mpa)
- q_u = Cường độ kháng cắt thoát nước (Mpa)

Kết quả về khả năng chịu tải của mỗi cống được thể hiện trong Bảng 6.4.

6.2.3 Tính toán ứng suất tối đa tại đáy cống

Ứng suất tối đa tại đáy cống hộp có thể được xác định như sau:

$$Q_{\max} = \Sigma V \cdot (1 + 6 \cdot M / (V \cdot B')) / (B' \cdot L)$$

Trong đó:

- ΣV = Tổng tải trọng đứng tác động lên cống hộp
- M = Mô men do lực ngang của tải trọng chất thêm.
- B' = Chiều rộng hiệu dụng của cống hộp

$$B' = B - 2M/V$$

- B = Chiều rộng cống hộp
- L = Chiều dài cống

Kết quả ứng suất tối đa của mỗi cống được thể hiện trong Bảng 6.5.

BOX CULVERT CALCULATION SHEET

1. General

- Group : 6
- Dimension : 1x(3,0x3,0) m
- Covering height : $4,50 \leq H \leq 9,00$ m
- Live load : HL93
- Design standard: 22TCN-272-05
- Unit : KN and m, N and mm

2. Material property

2.1. Concrete

- Compressive strength of cylindrical at 28 days : $f_c = 25$ MPa
- Concrete density : $\gamma_c = 24.5$ KN/m³
- Elastic modulus : $E_c = 0.043 \cdot \gamma_c^{1.5} \cdot \sqrt{f_c} = 26875$ N/mm²
- Tensile strength of concrete: $f_r = 0.63 \cdot \sqrt{f_c} = 3.15$ N/mm²

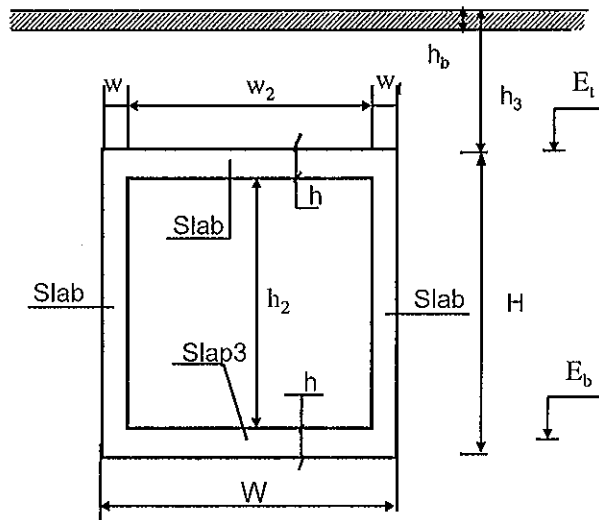
2.2. Steel

- Elastic module of steel : $E_s = 200000$ N/mm²
- Liquid limit: $f_y = 400$ N/mm²

2.2. Pavement and backfill

- Thickness of Asphalt pavement : $t = 0.16$ m
- Elastic module of ground soil : $E_o = 7305$ KN/m²
- Unit weight of soil : $\gamma_s = 17.66$ KN/m³
- Seftweight of Pavement : $\gamma_{as} = 22$ KN/m³
- Internal friction angle of soil : $\phi'_f = 30$ deg
- Friction angle between soil and wall : $\delta = 0$ deg

3. Dimention of Box culvert



BOX CULVERT DIMENSION			
Item	Unit	Symbol	Value
Thickness of slab 1	m	h_1	0.400
Thickness of slab 2	m	w_1	0.400
Thickness of slab 3	m	h_3	0.400
Height of box culvert	m	H	3.800
Height of box culvert	m	h_2	3.000
Height of pavement structure	m	h_b	0.160
Height of backfilling on top of culvert	m	h_3	4,5 ~ 9,0
Span length	m	w_2	3.000
Culvert width	m	W	3.800

4. Loading

4.1. Deadload

- Deadload of box culvert (DC) will be automatic calculate by Midas program with selfweight of concrete is: $\gamma_c = 24.5 \text{ (Mpa)}$
- Deadload of pavement (DW) will be automatic calculate by Midas program with selfweight of pavement is: $\gamma_{as} = 22 \text{ (Mpa)}$

4.2. Live load

- Where the depth of fill is less than 600mm, the effect of fill on the distribution of live load shall be neglected.
- The uniformly distribution of wheel where covering depth $\geq 600 \text{ mm}$ determined follow A 3.6.1.2.6.
- Impact load determined follow A 3.6.2.2.
- Where the depth of fill exceeds 600 mm, wheel loads may be considered to be uniformly distributed over rectangular area with sides equal to the dimension of the tire contact area as A 3.6.1.2.5, and increased by either 1.15 times the depth of the fill in select granular backfill, or the depth of the fill in all other cases.
- For single span culverts, the effects of live load may be neglected where the depth of fill is $\geq 2400\text{mm}$ and exceeds the span length.
- For multiple span culverts, the effects of live load may be neglected where the depth of fill exceeds the distance between faces of end walls.
- Where such areas from several wheels overlap, the total load shall be uniformly distributed over the area.
- The dynamic load allowance for culverts shall be taken as:

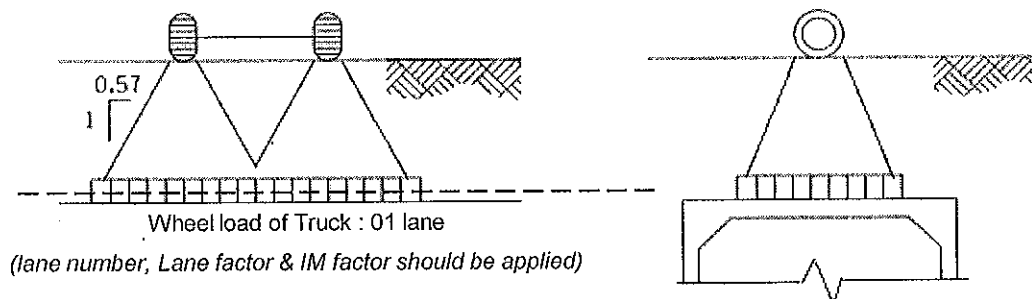
$$IM = 33 * (1.0 - 4.1 \times 10^{-4} \cdot De) \quad (3.6.2.2.1)$$

• Design truck:

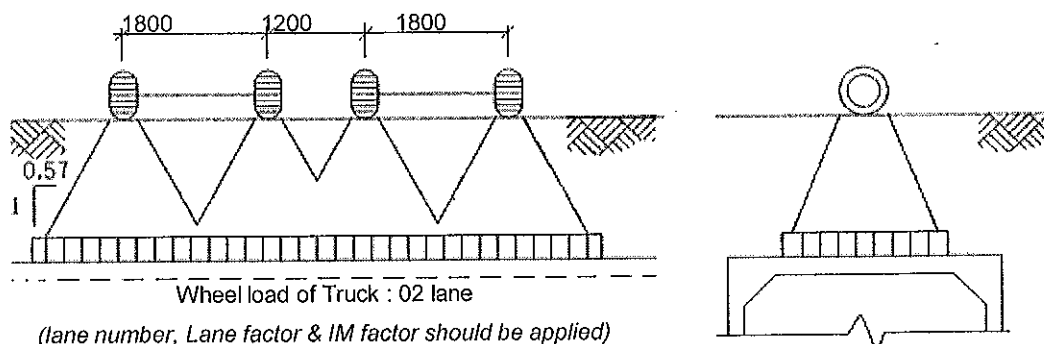
- Estimate for impact factor and distributed area of wheel

Covering (m)	Wheel load (Kn)	IM (%)	B (mm)	L (mm)	Be (mm)	Le (mm)
4.5	145	0.00	510	289	5685	5464
9	145	0.00	510	289	10860	10639

Distribution of wheel load for 1 lane



Distribution of wheel load for 2 lane



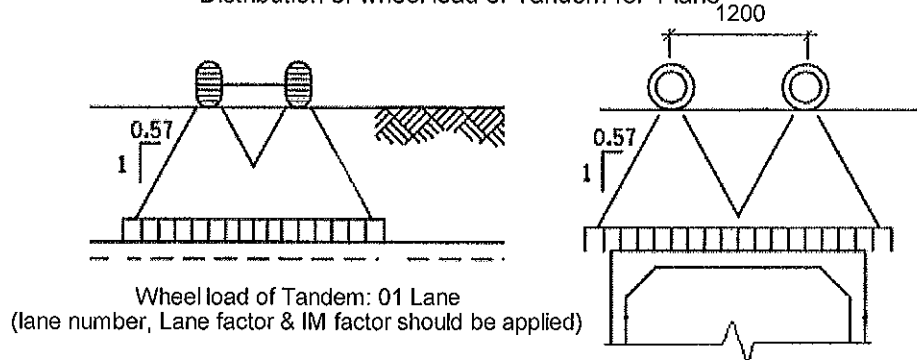
Distributed wheel load of truck

Covering (m)	Wheel load (Kn)	Be (mm)	Le (mm)	LL _{truck -1 lane} (Kn/m)	LL _{truck -2 lane} (Kn/m)
4.5	145	5685	5464	3.97	3.97
9	145	10860	10639	1.56	1.56

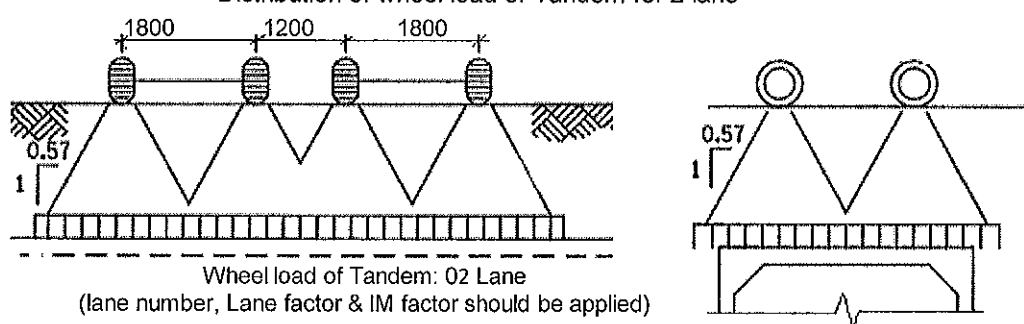
• **Tandem:**

Covering (m)	Wheel load (Kn)	IM (%)	B (mm)	L (mm)	Be (mm)	Le (mm)
4.5	110	0.00	510	219	5685	5394
9	110	0.00	510	219	10860	10569

Distribution of wheel load of Tandem for 1 lane



Distribution of wheel load of Tandem for 2 lane



Distributed wheel load of Tandem

Covering (m)	Wheel load (Kn)	Be (mm)	Le (mm)	LL _{tandem -1 lane} (Kn/m)	LL _{tandem -2 lane} (Kn/m)
4.5	145	5685	5394	3.03	4.85
9	145	10860	10569	1.17	1.55

- Design live load applied to structure: Max(L = 4.85 (Kn/m) with covering depth 4.5 m
= 0.00 (Kn/m) with covering depth 9 m

• **Lane load**

- Lane load distributed on 1 m = 3.10 kN/m

4.2.1. Surcharge load (LS)

-Where a surcharge load is present, a constant horizontal earth pressure shall be added to the basic earth pressure. This constant earth pressure may be taken as

$$D_p = k \cdot \gamma_s \cdot g \cdot h_{eq} (x10^{-3}) \quad (3.11.6.1-1)$$

Where:

- D_p = constant horizontal earth pressure due to uniform surcharge load applied (Mpa)
- k = coefficient of earth pressure
- γ_s = density of soil (kg/m³)
- h_{eq} = height of soil equivalent to design truck (mm).

The wall height: 4,5 ~ 9,0 m

Wall height(mm)	heq (mm)	Covering	Wall height (mm)	h _{eq} (m)	D _p (Kn/m ²)
< 1500.	1700				
3000	1200	4.50 m	8300	645.00	3.80
6000	760	9.00 m	12800	610.00	3.59
> 9000.	610				

4.3. Earth Pressure (EV & EH):

4.3.1. Vertical earth pressure (EV) (A12.11.2.2)

- The factor of vertical earth pressure

$$F_e = \text{MIN}(1+0.2 \cdot h_3/W, 1.15)$$

→ Vertical earth pressure on top slab of culvert

$$EV = F_e \cdot \gamma_s \cdot h$$

Covering (h_3)	F_e	γ_s (Kn/m^3)	EV (Kn/m)
4.50 m	1.150	17.66	91.38
9.00 m	1.150	17.66	182.76

4.3.2. Horizontal earth pressure (EH)

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

$$P_h = K_a \cdot \gamma_s \cdot g \cdot Z \cdot 10^{-9} \quad (3.11.5.1-1)$$

In which:

P_h : horizontal earth pressure at the depth of Z (N/mm^2)

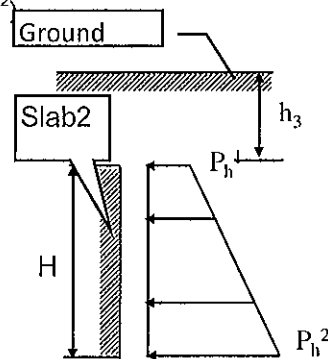
+ Lateral earth pressure applied on the plate as figure

$$P_h^1 = K_a \cdot \gamma_s \cdot g \cdot h_3 \cdot 10^{-9}$$

$$P_h^2 = K_a \cdot \gamma_s \cdot g \cdot (H + h_3) \cdot 10^{-9}$$

in which:

- P_h : Horizontal earth pressure (N/mm)
- K_a : active earth pressure coefficient 0.33
- γ_s : Density of soil (kg/m^3) $\gamma_s = 1800$
- g : Gravitational acceleration (m/s^2) 9.81
- ϕ : Angle of internal friction 30 deg
- h_3 : filling height from top of box culvert (mm)
- H : Total height of box culvert (mm)

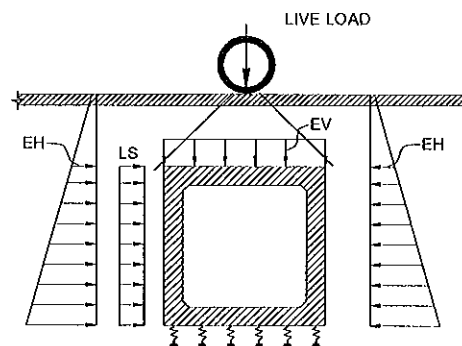


Covering	k_a	γ_s (Kg/m^3)	g (m/s^2)	P_h^1 (Kn/m^2)	P_h^2 (Kn/m^2)
4.50 m	0.33	1800.	9.81	26.49	48.85
9.00 m	0.33	1800.	9.81	52.97	75.34

5. Load combination

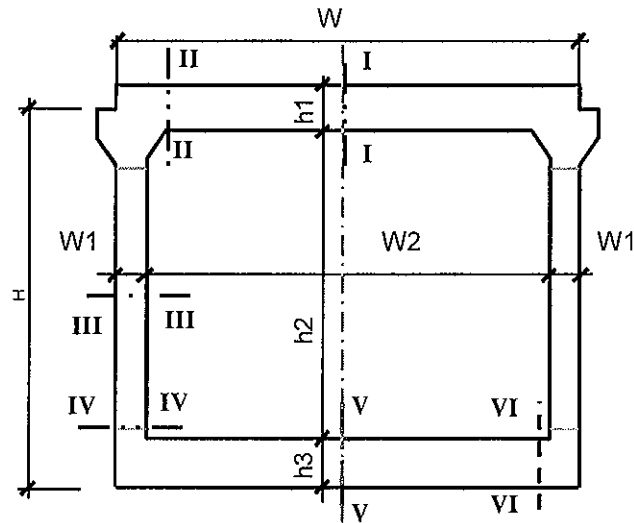
Load combination and load combination factor shall be taken as Table 3.4.1-1

State	Mark	Str. I-A	Str. I-B	Str. I-C	Str. III-A	Str. III-B	Service I
Dead load of structural	DC	1.25	1.25	0.90	0.90	1.25	1.00
Dead load of wearing	DW	1.50	1.50	0.65	0.65	1.50	1.00
Vertical earth pressure	EV	1.30	1.30	0.90	0.90	1.30	1.00
Horizontal earth pressure	EH	1.50	0.90	1.50	1.50	1.50	1.00
Live load	LL	1.75	1.75	1.75	1.35	1.35	1.00
Live load surcharge	LS	1.75	1.75	1.75	1.35	1.35	1.00



Model of structural of culvert by midas program

6. Design force applied to sections:



Design section

Table of Internal force with covering height $h = 4.5$ m

Section	Strength State (envelope)			Service State		
	M (KN.m)	Q (KN)	N (KN)	M (KN.m)	Q (KN)	N (KN)
I - I	110.10	0.00	-98.80	82.60	0.00	-63.00
II - II	-83.20	243.30	-98.80	-57.80	176.90	-63.00
III - III	-38.30	0.00	-274.60	-30.00	0.00	-201.00
IV - IV	-107.90	116.80	-291.00	-77.70	76.90	-214.00
V - V	122.80	44.60	-124.80	93.00	33.10	-82.10
VI - VI	-92.50	276.10	-124.80	-65.70	203.30	-82.10

Table of Internal force with covering height $h = 9$ m

Section	Strength State (envelope)			Service State		
	M (KN.m)	Q (KN)	N (KN)	M (KN.m)	Q (KN)	N (KN)
I - I	194.50	0.00	-166.20	136.50	0.00	108.10
II - II	-146.20	342.60	-166.20	-103.10	322.00	108.10
III - III	73.50	0.00	-460.00	-57.80	0.00	-354.10
IV - IV	-180.60	179.80	-472.30	-130.30	118.80	-367.10
V - V	201.30	74.60	-191.80	145.20	55.10	-126.50
VI - VI	-152.60	393.60	-191.80	-108.50	347.10	-126.50

Table of Internal force applied to design section

Section	Strength State (envelope)			Service State		
	M (KN.m)	Q (KN)	N (KN)	M (KN.m)	Q (KN)	N (KN)
I - I	194.50	0.00	166.20	136.50	0.00	108.10
II - II	146.20	342.60	166.20	103.10	322.00	108.10
III - III	73.50	0.00	460.00	57.80	0.00	354.10
IV - IV	180.60	179.80	472.30	130.30	118.80	367.10
V - V	201.30	74.60	191.80	145.20	55.10	126.50
VI - VI	152.60	393.60	191.80	108.50	347.10	126.50

7. Ultimate check, shear capacity check and crack control

Item		Section I-I (Bottom bar)	Section II-II (Top bar)	Section III-III (Inside bar)	Unit	
• Factored Plexural moment	M _u	194.50	146.20	73.50	kN.m	
• Factored Shear force	V _u	-	342.60	-	kN	
• Factored Nominal force	N _u	166.20	166.20	460.00	kN	
• Hight of Section	h	400	400	400	mm	
• Width of section	b	1000	1000	1000	mm	
• Section area	A _c	400000	400000	400000	mm ²	
• Moment of inertia of concrete section	I _g	5.3E+09	5.3E+09	5.3E+09	mm ⁴	
• Tension reinforcement	Distance from tension reinf. to extreme compression fiber	d _c	59	84	59	mm
	Reinf. Diameter	Ø	D18	D18	D18	mm
	Space	@	125	125	125	mm
	Number of bar	n	8	8	8	bar
	Total area of reinf.	A _s	2036	2036	2036	mm ²
• comp. reinforcement:	Distance from compressive reinf. to extreme Tension fiber		84	84	84	mm
	Diameter		D18	D18	D18	mm
	Reinf. Space		250	250	250	mm
	Number of bar		4	4	4	bar
	Total area of reinf.	A' _s	1018	1018	1018	mm ²
Check Flexural Moment						
• Resistance factor	Φ	0.90	0.90	0.90		
• The corresponding effective	d _e	341	316	341	mm	
• Stress block factor	β ₁	0.85	0.85	0.85		
• Depth of the equivalent stress block = c*β ₁	a	38.32	38.32	38.32	mm	
• Distance from extreme compression fiber to the neutral	c	45.08	45.08	45.08	mm	
• The nominal flexural resistance:	M _n	262	242	262	kN.m	
• Factored flexural resistance	M _r = Φ.M _n	236	218	236	kN.m	
• Check condition	M _r > M _u	O.K	O.K	O.K		
Mimimum Reinforcement						
• Cracking moment	1.2M _{cr}	100.80	100.80	100.80	Kn.m	
• Check	M _r > min(1.2M _{cr} , 1.33M _u)	O.K	O.K	O.K		
Maximum Reinforcement						
• Obligation Condition	c/d _e	0.13	0.14	0.13		
• Check	c/d _e < 0.42	O.K	O.K	O.K		
Check shear resistance						
• Factored Shear force	V _u	-	342.60	-	kN	
• Resistance factor	Φ	0.90	0.90	0.90		
• The effective shear deepth	d _v	341	316	341	mm	
• Effective width	b _v	1000	1000	1000	mm	
• Angle of inclination of diagonal compressive stress	θ	45	#NAME?	45	degree	
• Angle of inclination of transverse reinf. To longitudina	α	90	90	90	degree	
• Factor indicating ability of diagonally cracked concrete to transmit tension	β	2.00	2.00	2.00		
• Value	0.1*f _c *b _v *d _v	853	790	853	kN	
• Max spacing of transverse reinforcement	s	273	253	273	mm	
• Spacing of stirrup	s	500	300	500	mm	
• Diameter of transverse reinforcement	Ø	D 18	D 18	D 18		
• Number of transverse reinf. within distance s	n	4	2	4	bar	
• Assume	θ	45.00	42.21	45.00	degree	
• Strain in tensile reinforcement	ε _s *1000	1.61E+00	1.80E+00	1.09E+00		
If ε _s <0, multiple with reduce factor	Φ _c	-	-	-		
• Ratio of shear stress and f'c	V/f'c	0.00	0.05	0.00		
• β final		2.00	#NAME?	2.00		
• θ final		45.00	#NAME?	45.00	degree	
• Total area of transverse reinf.	A _v	1018	509	1018	mm ²	
• Diameter of stirrup	Ø	D 10	D 16	D 10	mm	
• Number of stirrup within distance s	n	2	3	2	bar	
• Total area of stirrup	A _v	157.08	603.19	157.08		
• The shear resistance of concrete:	V _c	283.03	262.28	283.03	kN	
• The shear resistance of stirrup	V _s	19.11	#NAME?	19.11	kN	
• Value	0.25*f _c *b _v *d _v	2131.25	1975.00	2131.25	kN	
• The nominal shear resistance:	V _n	302.14	#NAME?	302.14	kN	
• The factored shear resistance	V _r	271.92	#NAME?	271.92	kN	
• Check	V _r > V _u	O.K	#NAME?	O.K		
•Requiring transverse reinforcement	V _u > 0.5*Φ V _c	Not required	Need	Not required		
•Check minimum transverse reinforcement	A _v > 0.083 (f' _c ^{0.5})*b _v *s/f _y	not required	O.K	not required		

Check crack					
Interior force combination					
• Factored moment	M_u	1.37E+02	1.03E+02	1.03E+02	kN.m
• Modulus of rupture of concrete	$f_r = 0.63 \cdot \sqrt{f_c}$	3.15	3.15	3.15	MPa
• Distance from extreme tension fiber to the neutral axis	$y_t = h - c$	355	355	355	mm
• Stress of concrete at tension fiber	$f_r = M_s \cdot y_t / I_g$	9	7	7	MPa
• Check	$f_r >$	0.8 * fr	0.8 * fr	0.8 * fr	
		check crack	check crack	check crack	
• Crack width parameter	Z	= 17500	= 17500	= 17500	N/mm
• Ratio of reinf. Modulus with concrete modulus	$n = E_s / E_c$	= 8.00	= 8.00	= 8.00	
• The distance from extreme fiber to the neutral axis	c	= 122.93	= 119.04	= 122.93	mm
• Effective moment of inertia	J	1.39E+09	1.19E+09	1.39E+09	mm ⁴
• Arm	$de - c$	= 218.07	= 196.96	= 218.07	mm
• Tension stress in reinforcement	$f_s = n \cdot M_s \cdot (de - c) / J$	= 170.87	= 136.05	= 129.06	MPa
• Area of concrete having the same centroid as the principal tensile reinforcement divided by number of bars	A	= 12500	= 12500	= 12500	mm ²
• Tension stress in reinforcement with service state	$f_{sa} = Z / (d_c \cdot A)^{1/3}$	= 193.69	= 193.69	= 193.69	Mpa
• Check condition	$f_s < f_{sa}$	O.K	O.K	O.K	
• Check condition	$f_s < 0.6 \cdot f_y$	O.K	O.K	O.K	

7. Ultimate check, shear capacity check and crack control

Item		Section IV-IV (outside bar)	Section V-V (Top bar)	Section VI-VI (Bottom bar)	Unit
• Factored Flexural moment	M_u	180.60	201.30	152.60	kN.m
• Factored Shear force	V_u	179.80	74.60	393.60	kN
• Factored Nominal force	N_u	472.30	191.80	191.80	kN
• Height of Section	h	400	400	400	mm
• Width of section	b	1000	1000	1000	mm
• Section area	A_c	400000	400000	400000	mm ²
• Moment of inertia of concrete section	I_g	5.3E+09	5.3E+09	5.3E+09	mm ⁴
• Tension reinforcement:					
Distance from tension reinf. to extreme compression fiber	d_c	84	59	84	mm
Reinf. Diameter	\varnothing	D18	D18	D18	mm
Space	@	125	125	125	mm
Number of bar	n	8	8	8	bar
Total area of reinf.	A_s	2036	2036	2036	mm ²
• comp. reinforcement:					
Distance from compressive reinf. to extreme Tension fiber		59	84	59	mm
Diameter		D18	D18	D18	mm
Reinf. Space		250	250	250	mm
Number of bar		4	4	4	bar
Total area of reinf.	A'_s	1018	1018	1018	mm ²
Check Flexural Moment					
• Resistance factor	ϕ	0.90	0.90	0.90	
• The corresponding effective	d_e	316	341	316	mm
• Stress block factor	β_1	0.85	0.85	0.85	
• Depth of the equivalent stress block = $c \cdot \beta_1$	a	38.32	38.32	38.32	mm
• Distance from extreme compression fiber to the neu	c	45.08	45.08	45.08	mm
• The nominal flexural resistance:	M_n	242	262	242	kN.m
• Factored flexural resistance	$M_r = \phi \cdot M_n$	218	236	218	kN.m
• Check condition	$M_r > M_u$	O.K	O.K	O.K	
Minimum Reinforcement					
• Cracking moment	$1.2M_{cr}$	100.80	100.80	100.80	Kn.m
• Check	$M_r > \min(1.2M_{cr}, 1.33M_u)$	O.K	O.K	O.K	
Maximum Reinforcement					
• Obligation Condition	c/d_e	0.14	0.13	0.14	
• Check	$c/d_e < 0.42$	O.K	O.K	O.K	
Check shear resistance					
• Factored Shear force	V_u	179.80	74.60	393.60	kN
• Resistance factor	ϕ	0.90	0.90	0.90	
• The effective shear depth	d_v	316	341	316	mm
• Effective width	b_v	1000	1000	1000	mm
• Angle of inclination of diagonal compressive stress	θ	#NAME?	#NAME?	#NAME?	degree
• Angle of inclination of transverse reinf. To longitudinal	α	90	90	90	degree
• Factor indicating ability of diagonally cracked concrete to transmit tension	β	#NAME?	2.00	#NAME?	
• Value	$0.1 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d_v$	790	853	790	kN
• Max spacing of transverse reinforcement	s	253	273	253	mm
• Spacing of stirrup	s	250	500	250	mm
• Diameter of transverse reinforcement	\varnothing	D 18	D 18	D 18	
• Number of transverse reinf. within distance s	n	2	4	2	bar
• Assume	θ	44.00	42.56	42.55	degree
• Strain in tensile reinforcement	ϵ_x	2.21E+00	1.79E+00	1.95E+00	
If $\epsilon_x < 0$, multiple with reduce factor	ϕ_c	-	-	-	
• Ratio of shear stress and f'_c	V/f'_c	0.03	0.01	0.06	
• β final		#NAME?	#NAME?	#NAME?	
• θ final		#NAME?	#NAME?	#NAME?	degree
• Total area of transverse reinf.	A_v	509	1018	509	mm ²
• Diameter of stirrup	\varnothing	D 16	D 10	D 16	mm
• Number of stirrup within distance s	n	4	2	4	bar
• Total area of stirrup	A_v	804.25	157.08	804.25	
• The shear resistance of concrete:	V_c	#NAME?	283.03	#NAME?	kN
• The shear resistance of stirrup	V_s	#NAME?	#NAME?	#NAME?	kN
• Value	$0.25 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d_v$	1975.00	2131.25	1975.00	kN
• The nominal shear resistance:	V_n	#NAME?	#NAME?	#NAME?	kN
• The factored shear resistance	V_r	#NAME?	#NAME?	#NAME?	kN
• Check	$V_r > V_u$	#NAME?	#NAME?	#NAME?	
• Requiring transverse reinforcement	$V_u > 0.5 \cdot \phi \cdot V_c$	#NAME?	Not required	#NAME?	
• Check minimum transverse reinforcement	$A_v > 0.083 \cdot (f'_c)^{0.5} \cdot b_v \cdot s / f_y$	#NAME?	not required	#NAME?	

Check crack					
Interior force combination					
• Factored moment	M_u	1.30E+02	1.45E+02	1.09E+02	kN.m
• Modulus of rupture of concrete	$f_r = 0.63 \cdot \sqrt{f'_c}$	3.15	3.15	3.15	MPa
• Distance from extreme tension fiber to the neutral axis	$y_t = h - c$	355	355	355	mm
• Stress of concrete at tension fiber	$f_r = M_s \cdot y_t / I_g$	9	10	7	MPa
• Check	$f_r >$	0.8 $\cdot f_r$	0.8 $\cdot f_r$	0.8 $\cdot f_r$	
		check crack	check crack	check crack	
• Crack width parameter	Z	= 17500	= 17500	= 17500	N/mm
• Ratio of reinf. Modulus with concrete modulus	$n = E_s / E_c$	= 8.00	= 8.00	= 8.00	
• The distance from extreme fiber to the neutral axis	c	= 119.04	= 122.93	= 119.04	mm
• Effective moment of inertia	J	1.19E+09	1.39E+09	1.19E+09	mm ⁴
• Arm	$de - c$	= 196.96	= 218.07	= 196.96	mm
• Tension stress in reinforcement	$f_s = n \cdot M_s \cdot (de - c) / J$	= 171.95	= 181.76	= 143.18	MPa
• Area of concrete having the same centroid as the principal	A	= 12500	= 12500	= 12500	mm ²
• Tension stress in reinforcement with service state	$f_{sa} = Z / (d_c \cdot A)^{1/3}$	= 193.69	= 193.69	= 193.69	Mpa
• Check condition	$f_s < f_{sa}$	O.K	O.K	O.K	
• Check condition	$f_s < 0.6 \cdot f_y$	O.K	O.K	O.K	

BOX CULVERT CALCULATION SHEET

1. General

- Group : 12
- Dimension : 2x(3,0x3.0) m
- Covering height : $0.6 \leq H \leq 4.5$ m
- Live load : HL93
- Design standard: 22TCN-272-05
- Unit : KN and m, N and mm

2. Material property

2.1. Concrete

- Compressive strength of cylindrical at 28 d $f'_c = 25$ MPa
- Concrete density $\gamma_c = 24.5$ KN/m³
- Elastic modulus $E_c = 0.043 \cdot \gamma_c^{1.5} \cdot \sqrt{f'_c} = 26875$ N/mm²
- Tensile strength of concrete: $f_r = 0.63 \cdot \sqrt{f'_c} = 3.15$ N/mm²

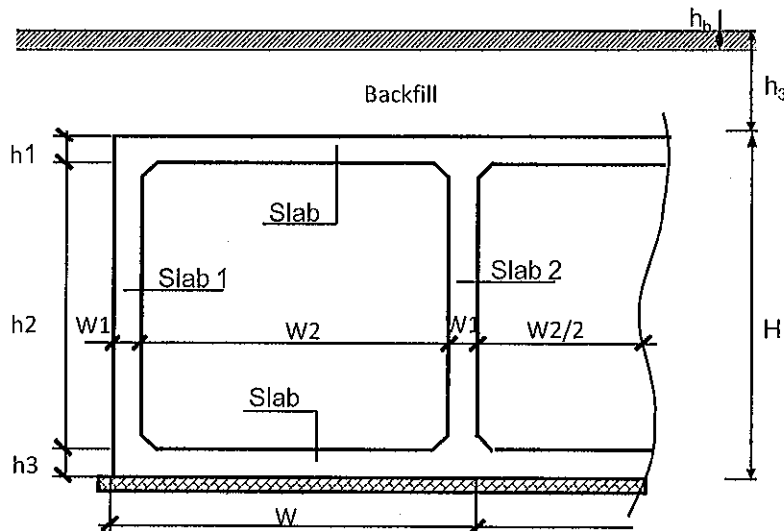
2.2. Steel

- Elastic module of steel : $E_s = 200000$ N/mm²
- Liquid limit: $f_y = 400$ N/mm²

2.2. Pavement and backfill

- Thickness of Asphalt pavement $t = 0.16$ m
- Elastic module of ground soil $E_o = 6793$ KN/m²
- Unit weight of soil $\gamma_s = 17.66$ KN/m³
- Seftweight of Pavement $\gamma_{as} = 22$ KN/m³
- Intenal friction angle of soil $\phi'_f = 30$ deg
- Friction angle between soil and wall $\delta = 0$ deg

3. Dimention of Box culvert



BOX CULVERT DIMENSION			
Item	Unit	Symbol	Value
Thickness of slab 1	m	h_1	0.350
Thickness of slab 2	m	w_1	0.350
Thickness of slab 3	m	h_3	0.350
Height of box culvert	m	H	3.700
Height of box culvert	m	h_2	3.000
Height of pavement structure	m	h_b	0.160
Height of backfilling on top of culvert	m	h_3	0.6 ~ 4.5
Span length	m	w_2	3.000
Culvert width	m	W	3.700

4. Loading

4.1. Deadload

- Deadload of box culvert (DC) will be automatic calculate by Midas program with selfweight of concrete is: $\gamma_c = 24.5 \text{ (Mpa)}$
- Deadload of pavement (DW) will be automatic calculate by Midas program with selfweight of pavement is: $\gamma_{as} = 22 \text{ (Mpa)}$

4.2. Live load

- Where the depth of fill is less than 600mm, the effect of fill on the distribution of live load shall be neglected.
- The uniformly distribution of wheel where covering depth $\geq 600 \text{ mm}$ determined follow A 3.6.1.2.6.
- Impact load determined follow A 3.6.2.2.
- Where the depth of fill exceeds 600 mm, wheel loads may be considered to be uniformly distributed over rectangular area with sides equal to the dimension of the tire contact area as A 3.6.1.2.5, and increased by either 1.15 times the depth of the fill in select granular backfill, or the depth of the fill in all other cases.
- For single span culverts, the effects of live load may be neglected where the depth of fill is $\geq 2400\text{mm}$ and exceeds the span length.
- For multiple span culverts, the effects of live load may be neglected where the depth of fill exceeds the distance between faces of end walls.
- Where such areas from several wheels overlap, the total load shall be uniformly distributed over the area.
- The dynamic load allowance for culverts shall be taken as:

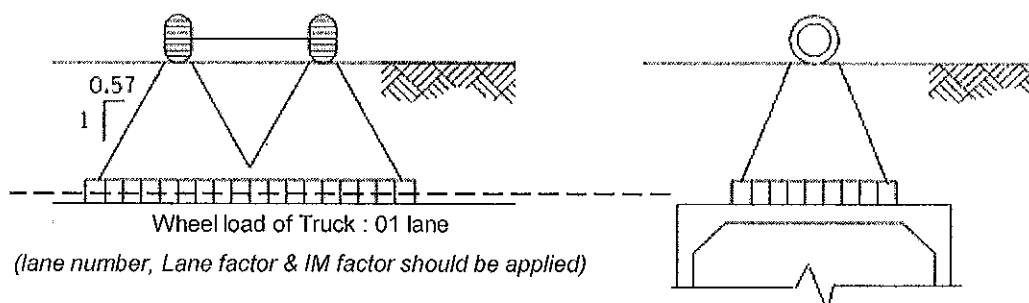
$$IM = 33 * (1.0 - 4.1 \times 10^{-4} \cdot De) \quad (3.6.2.2.1)$$

• Design truck:

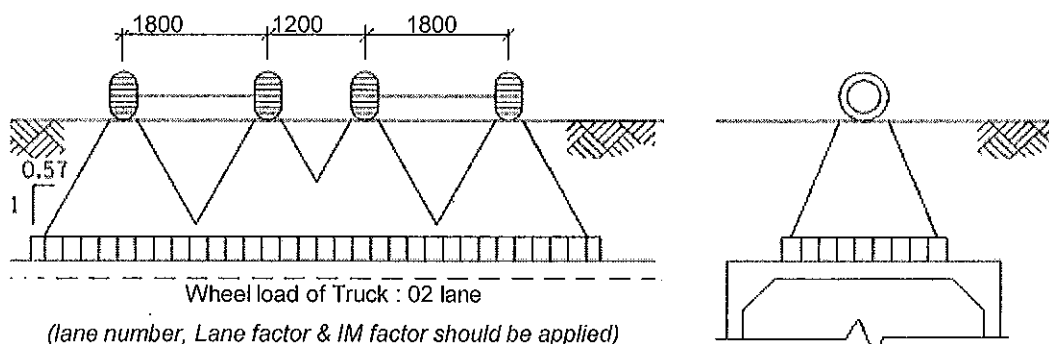
- Estimate for impact factor and distributed area of wheel

Covering (m)	Wheel load (Kn)	IM (%)	B (mm)	L (mm)	Be (mm)	Le (mm)
0.6	145	24.88	510	361	1200	1051
4.5	145	0.00	510	289	5685	5464

Distribution of wheel load for 1 lane



Distribution of wheel load for 2 lane



Distributed wheel load of truck

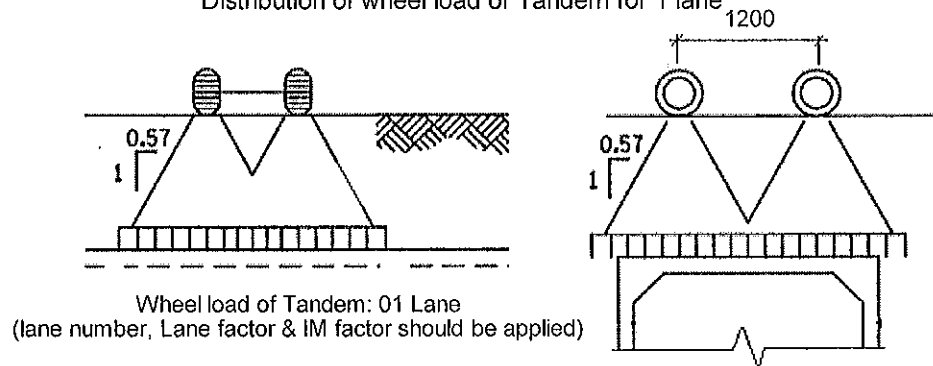
Covering (m)	Wheel load (Kn)	Be (mm)	Le (mm)	LL _{truck -1 lane} (Kn/m)	LL _{truck -2 lane} (Kn/m)
0.6	145	1200	1051	57.47	57.47
4.5	145	5685	5464	4.09	4.09

• Tandem:

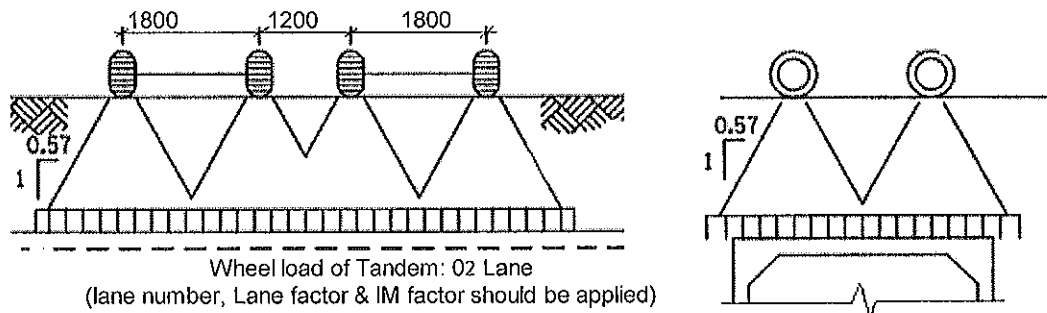
Covering	Wheel load	IM	B	L	Be	Le
----------	------------	----	---	---	----	----

(m)	(Kn)	(%)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
0.6	110	24.88	510	274	1200	964
4.5	110	0.00	510	219	5685	5394

Distribution of wheel load of Tandem for 1 lane



Distribution of wheel load of Tandem for 2 lane



Distributed wheel load of Tandem

Covering (m)	Wheel load (Kn)	Be (mm)	Le (mm)	LL _{tandem -1 lane} (Kn/m)	LL _{tandem -2 lane} (Kn/m)
0.6	145	1200	964	47.54	47.54
4.5	145	5685	5394	3.03	4.85

- Design live load applied to structure: Max(LL) = 57.47 (Kn/m) with covering dept: 0.6 m
= 4.85 (Kn/m) with covering dept: 4.5 m

• **Lane load**

- Lane load distributed on 1 m = 3.10 kN/m

4.2.1. Surcharge load (LS)

-Where a surcharge load is present, a constant horizontal earth pressure shall be added to the basic earth pressure.

This constant earth pressure may be taken as

$$D_p = k \cdot \gamma_s \cdot g \cdot h_{eq} \times 10^{-3} \quad (3.11.6.1-1)$$

Where:

- D_p = constant horizontal earth pressure due to uniform surcharge load applied (Mpa)
- k = coefficient of earth pressure
- γ_s = density of soil (kg/m³)
- h_{eq} = height of soil equivalent to design truck (mm).

The wall height: 0.6 ~ 4.5 m

Wall height(mm)	heq (mm)	Covering	Wall height (mm)	h _{eq} (m)	D _p (Kn/m ²)
< 1500.	1700				
3000	1200	0.60 m	4300	1009.33	5.94
6000	760	4.50 m	8200	650.00	3.83
> 9000.	610				

4.3. Earth Pressure (EV & EH):

4.3.1. Vertical earth pressure (EV) (A12.11.2.2)

- The factor of vertical earth pressure $F_e = \text{MIN}(1+0.2 \cdot h_3/W, 1.15)$

→ Vertical earth pressure on top slab of culvert $EV = F_e \cdot \gamma_s \cdot h$

Covering (h_3)	F_e	γ_s (Kn/m^3)	EV (Kn/m)
0.60 m	1.032	17.66	10.94
4.50 m	1.150	17.66	91.38

4.3.2. Horizontal earth pressure (EH)

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

$$P_h = K_a \cdot \gamma_s \cdot g \cdot Z \cdot 10^{-9} \quad (3.11.5.1-1)$$

In which:

P_h : horizontal earth pressure at the depth of Z (N/mm^2)

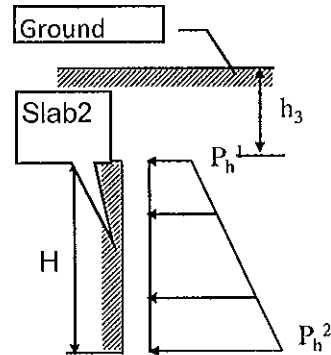
- + Lateral earth pressure applied on the plate as figure

$$P_h^1 = K_a \cdot \gamma_s \cdot g \cdot h_3 \cdot 10^{-9}$$

$$P_h^2 = K_a \cdot \gamma_s \cdot g \cdot (H + h_3) \cdot 10^{-9}$$

in which:

- P_h : Horizontal earth pressure (N/mm)
- K_a : active earth pressure coefficient $K_a = 0.33$
- γ_s : Density of soil (kg/m^3) $\gamma_s = 1800$
- g : Gravitational acceleration (m/s^2) $g = 9.81$
- ϕ : Angle of internal friction $\phi = 30^\circ$
- h_3 : filling height from top of box culvert (mm)
- H : Total height of box culvert (mm)

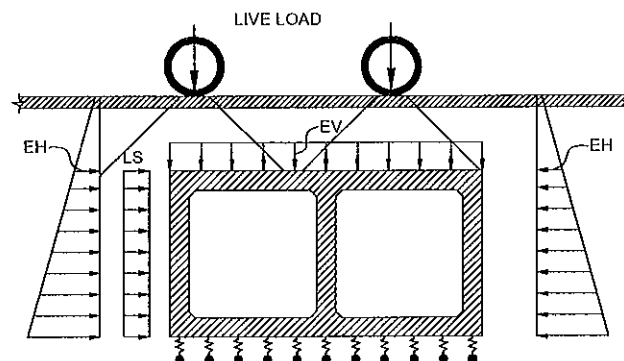


Covering	k_a	γ_s (Kg/m^3)	g (m/s^2)	P_h^1 (Kn/m^2)	P_h^2 (Kn/m^2)
0.60 m	0.33	1800.	9.81	3.53	25.31
4.50 m	0.33	1800.	9.81	26.49	48.27

5. Load combination

Load combination and load combination factor shall be taken as Table 3.4.1-1

State	Mark	Str. I-A	Str. I-B	Str. I-C	Str. III-A	Str. III-B	Service I
Dead load of structural	DC	1.25	1.25	0.90	0.90	1.25	1.00
Dead load of wearing	DW	1.50	1.50	0.65	0.65	1.50	1.00
Vertical earth pressure	EV	1.30	1.30	0.90	0.90	1.30	1.00
Horizontal earth pressure	EH	1.50	0.90	1.50	1.50	1.50	1.00
Live load	LL	1.75	1.75	1.75	1.35	1.35	1.00
Live load surcharge	LS	1.75	1.75	1.75	1.35	1.35	1.00



Model of structural of culvert by midas program

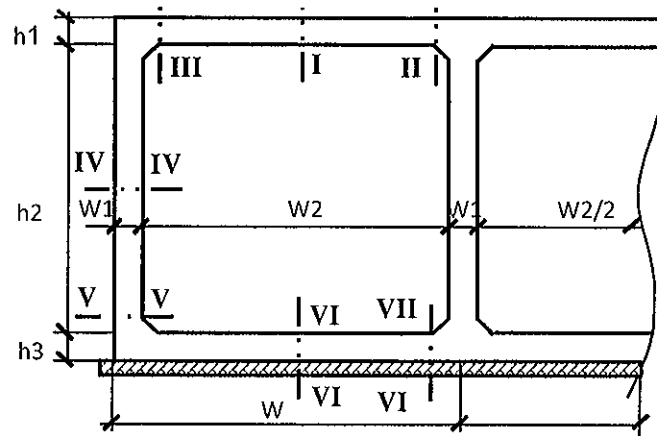
6. Design force applied to sections:

| III

| I

II |

|



Design section

Table of Internal force with covering height $h = 0.6$ m

Section	Strength State (envelope)			Service State		
	M (KN.m)	Q (KN)	N (KN)	M (KN.m)	Q (KN)	N (KN)
I - I	94.10	56.20	-44.90	58.80	27.30	-25.10
II - II	-155.00	253.60	-44.90	-68.80	189.20	-25.10
III - III	-53.00	200.90	-44.90	-24.90	110.60	-25.10
IV - IV	-38.00	0.00	-239.00	-16.80	0.00	-132.20
V - V	-71.50	55.10	-247.00	-44.80	41.60	-145.30
VI - VI	91.90	31.90	-62.50	66.30	15.60	-44.20
VII - VII	-138.40	268.90	-62.50	-55.30	131.60	-44.20

Table of Internal force with covering height $h = 4.5$ m

Section	Strength State (envelope)			Service State		
	M (KN.m)	Q (KN)	N (KN)	M (KN.m)	Q (KN)	N (KN)
I - I	81.50	39.30	-78.70	59.90	31.60	-64.10
II - II	-159.70	268.90	-78.70	-115.90	201.30	-64.10
III - III	-69.50	192.20	-78.70	-45.50	151.80	-64.10
IV - IV	-19.50	0.00	-222.30	-14.60	0.00	-182.40
V - V	-90.60	100.70	-238.60	-63.90	78.30	-189.80
VI - VI	89.80	24.70	-107.80	65.90	20.00	-83.60
VII - VII	-153.60	266.00	-107.80	-102.50	182.00	-83.60

Table of Internal force applied to design section

Section	Strength State (envelope)			Service State		
	M (KN.m)	Q (KN)	N (KN)	M (KN.m)	Q (KN)	N (KN)
I - I	94.10	56.20	78.70	59.90	31.60	64.10
II - II	159.70	268.90	78.70	115.90	201.30	64.10
III - III	69.50	200.90	78.70	45.50	151.80	64.10
IV - IV	38.00	0.00	239.00	16.80	0.00	182.40
V - V	90.60	100.70	247.00	63.90	78.30	189.80
VI - VI	91.90	31.90	107.80	66.30	20.00	83.60
VII - VII	153.60	268.90	107.80	102.50	182.00	83.60

7. Ultimate check, shear capacity check and crack control

Item		Section I-I (Bottom bar)	Section II-II (Top bar)	Section III-III (Inside bar)	Section IV-IV	Unit
• Factored Flexural moment	M_u	94.10	159.70	69.50	38.00	kN.m
• Factored Shear force	V_u	56.20	268.90	200.90	-	kN
• Factored Nominal force	N_u	78.70	78.70	78.70	239.00	kN
• Height of Section	h	350	350	350	350	mm
• Width of section	b	1000	1000	1000	1000	mm
• Section area	A_c	350000	350000	350000	350000	mm ²
• Moment of inertia of concrete section	I_g	3.6E+09	3.6E+09	3.6E+09	3.6E+09	mm ⁴
• Tension reinforcement	Distance from tension reinf. to extreme compression fiber	d_c	58	85	58	mm
	Reinf. Diameter	\emptyset	D16	D20	D16	mm
	Space	@	125	125	125	mm
	Number of bar	n	8	8	8	bar
	Total area of reinf.	A_s	1608	2513	1608	mm ²
• comp. reinforcement:	Distance from compressive reinf. to extreme Tension fiber		83	83	83	mm
	Diameter		D16	D16	D16	mm
	Reinf. Space		250	250	250	mm
	Number of bar		4	4	4	bar
	Total area of reinf.	A'_s	804	804	804	mm ²
Check Flexural Moment						
• Resistance factor	ϕ	0.90	0.90	0.90	0.90	
• The corresponding effective	d_e	292	265	292	292	mm
• Stress block factor	β_1	0.85	0.85	0.85	0.85	
• Depth of the equivalent stress block = $c \cdot \beta_1$	a	30.28	47.31	30.28	30.28	mm
• Distance from extreme compression fiber to the neutral	c	35.62	55.66	35.62	35.62	mm
• The nominal flexural resistance:	M_n	178	243	178	178	kN.m
• Factored flexural resistance	$M_r = \phi \cdot M_n$	160	218	160	160	kN.m
• Check condition	$M_r > M_u$	O.K	O.K	O.K	O.K	
Minimum Reinforcement						
• Cracking moment	$1.2M_{cr}$	77.18	77.18	77.18	77.18	Kn.m
• Check	$M_r > \min(1.2M_{cr}, 1.33M_u)$	O.K	O.K	O.K	O.K	
Maximum Reinforcement						
• Obligation Condition	c/d_e	0.12	0.21	0.12	0.12	
• Check	$c/d_e < 0.42$	O.K	O.K	O.K	O.K	
Check shear resistance						
• Factored Shear force	V_u	56.20	268.90	200.90	-	kN
• Resistance factor	ϕ	0.90	0.90	0.90	0.90	
• The effective shear depth	d_v	292	265	292	292	mm
• Effective width	b_v	1000	1000	1000	1000	mm
• Angle of inclination of diagonal compressive stress	θ	45	41	39	45	degree
• Angle of inclination of transverse reinf. To longitudinal	α	90	90	90	90	degree
• Factor indicating ability of diagonally cracked concrete to transmit tension	β	2.00	2.00	2.08	2.00	
• Value	$0.1 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d_v$	730	663	730	730	kN
• Max spacing of transverse reinforcement	s	234	212	234	234	mm
• Spacing of stirrup	s	500	250	250	500	mm
• Diameter of transverse reinforcement	\emptyset	D 16	D 20	D 16	D 16	mm
• Number of transverse reinf. within distance s	n	4	2	2	4	bar
• Assume	θ	45.00	41.76	37.14	45.00	degree
• Strain in tensile reinforcement	$\epsilon_s \cdot 1000$	1.21E+00	1.58E+00	1.27E+00	7.76E-01	
If $\epsilon_s < 0$, multiple with reduce factor	ϕ_c	-	-	-	-	
• Ratio of shear stress and f'_c	V/f'_c	0.01	0.05	0.03	0.00	
• β final		2.00	1.91	2.08	2.00	
• θ final		45.00	41.31	38.74	45.00	degree
• Total area of transverse reinf.	A_v	804	628	402	804	mm ²
• Diameter of stirrup	\emptyset	D 10	D 14	D 14	D 10	mm
• Number of stirrup within distance s	n	2	4	4	2	bar
• Total area of stirrup	A_v	157.08	615.75	615.75	157.08	
• The shear resistance of concrete:	V_c	242.36	219.95	251.61	242.36	kN
• The shear resistance of stirrup	V_s	16.36	148.63	191.61	16.36	kN
• Value	$0.25 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d_v$	1825.00	1656.25	1825.00	1825.00	kN
• The nominal shear resistance:	V_n	258.72	368.58	443.21	258.72	kN
• The factored shear resistance	V_r	232.85	331.72	398.89	232.85	kN
• Check	$V_r > V_u$	O.K	O.K	O.K	O.K	
• Requiring transverse reinforcement	$V_u > 0.5 \cdot \phi \cdot V_c$	Not required	Need	Need	Not required	
• Check minimum transverse reinforcement	$A_v > 0.083 \cdot (f'_c)^{0.5} \cdot b_v \cdot s / f_y$	not required	O.K	O.K	not required	

Check crack						
Interior force combination						
• Factored moment	M_u	5.99E+01	1.16E+02	4.55E+01	1.68E+01	kN.m
• Modulus of rupture of concrete	$f_r = 0.63 \cdot \sqrt{f'_c}$	3.15	3.15	3.15	3.15	MPa
• Distance from extreme tension fiber to the neutral axis	$y_t = h - c$	314	294	314	314	mm
• Stress of concrete at tension fiber	$f'_r = M_s \cdot y_t / I_g$	5	10	4	1	MPa
• Check	$f'_r >$	0.8*f _r	0.8*f _r	0.8*f _r	0.8*f _r	
		check crack	check crack	check crack	No check	
• Crack width parameter	Z	= 17500	= 17500	= 17500	= 17500	N/mm
• Ratio of reinf. Modulus with concrete modulus	$n = E_s / E_c$	= 8.00	= 8.00	= 8.00	= 8.00	
• The distance from extreme fiber to the neutral axis	c	= 100.51	= 125.28	= 100.51	= 100.51	mm
• Effective moment of inertia	J	8.10E+08	1.05E+09	8.10E+08	8.10E+08	mm ⁴
• Arm	$de - c$	= 191.49	= 139.72	= 191.49	= 191.49	mm
• Tension stress in reinforcement	$f_s = n \cdot M_s \cdot (de - c) / J$	= 113.25	= 123.63	= 86.02	= 31.76	MPa
• Area of concrete having the same centroid as the principal tensile reinforcement divided by number of bars	A	= 12500	= 12500	= 12500	= 12500	mm ²
• Tension stress in reinforcement with service state	$f_{sa} = Z / (d_c \cdot A)^{1/3}$	= 194.80	= 192.61	= 194.80	= 194.80	Mpa
• Check condition	$f_s < f_{sa}$	O.K	O.K	O.K	O.K	
• Check condition	$f_s < 0.6 \cdot f_y$	O.K	O.K	O.K	O.K	

7. Ultimate check, shear capacity check and crack control

Item		Section V-V (outside bar)	Section VI-VI (Top bar)	Section VII-VII (Bottom bar)	Unit
• Factored Plexural moment	M_u	90.60	91.90	153.60	kN.m
• Factored Shear force	V_u	100.70	31.90	268.90	kN
• Factored Nominal force	N_u	247.00	107.80	107.80	kN
• Hight of Section	h	350	350	350	mm
• Width of section	b	1000	1000	1000	mm
• Section area	A_c	350000	350000	350000	mm ²
• Moment of inertia of concrete section	I_0	3.6E+09	3.6E+09	3.6E+09	mm ⁴
• Tension reinforcement	Distance from tension reinf. to extreme compression fiber	d_c	83	85	mm
	Reinf. Diameter	\emptyset	D16	D20	mm
	Space	@	125	125	mm
	Number of bar	n	8	8	bar
	Total area of reinf.	A_s	1608	2513	mm ²
• comp. reinforcement:	Distance from compressive reinf. to extreme Tension fiber		58	58	mm
	Diameter		D16	D16	mm
	Reinf. Space		250	250	mm
	Number of bar		4	4	bar
	Total area of reinf.	A'_s	804	804	mm ²
Check Flexural Moment					
• Resistance factor	ϕ	0.90	0.90	0.90	
• The corresponding effective	d_e	267	267	265	mm
• Stress block factor	β_1	0.85	0.85	0.85	
• Depth of the equivalent stress block = $c \cdot \beta_1$	a	30.28	30.28	47.31	mm
• Distance from extreme compression fiber to the neu	c	35.62	35.62	55.66	mm
• The nominal flexural resistance:	M_n	162	162	243	kN.m
• Factored flexural resistance	$M_r = \phi \cdot M_n$	146	146	218	kN.m
• Check condition	$M_r > M_u$	O.K	O.K	O.K	
Mimimum Reinforcement					
• Cracking moment	M_{cr}	77.18	77.18	77.18	Kn.m
• Check	$M_r > \min(1.2M_{cr}, 1.33M_u)$	O.K	O.K	O.K	
Maximum Reinforcement					
• Obligation Condition	c/d_e	0.13	0.13	0.21	
• Check	$c/d_e < 0.42$	O.K	O.K	O.K	
Check shear resistance					
• Factored Shear force	V_u	100.70	31.90	268.90	kN
• Resistance factor	ϕ	0.90	0.90	0.90	
• The effective shear deepth	d_v	267	267	265	mm
• Effective width	b_v	1000	1000	1000	mm
• Angle of inclination of diagonal compressive stress	θ	42	39	41	degree
• Angle of inclination of transverse reinf. To longituc	α	90	90	90	degree
• Factor indicating ability of diagonally cracked concrete to transmit tension	β	1.89	2.00	1.92	
• Value	$0.1 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d_v$	668	668	663	kN
• Max spacing of transverse reinforcement	s	214	214	212	mm
• Spacing of stirrup	s	250	500	250	mm
• Diameter of transverse reinforcement	\emptyset	D 16	D 16	D 20	
• Number of transverse reinf. within distance s	n	2	4	2	bar
• Assume	θ	39.71	39.23	40.91	degree
• Strain in tensile reinforcement	ϵ_x	1.63E+00	1.30E+00	1.57E+00	
If $\epsilon_x < 0$, multiple with reduce factor	ϕ_c	-	-	-	
• Ratio of shear stress and f'_c	V/f'_c	0.02	0.01	0.05	
• β final		1.89	2.06	1.92	
• θ final		41.51	38.98	41.28	degree
• Total area of transverse reinf.	A_v	402	804	628	mm ²
• Diameter of stirrup	\emptyset	D 14	D 10	D 14	mm
• Number of stirrup within distance s	n	4	2	4	bar
• Total area of stirrup	A_v	615.75	157.08	615.75	
• The shear resistance of concrete:	V_c	209.59	221.61	210.96	kN
• The shear resistance of stirrup	V_s	147.86	22.03	148.92	kN
• Value	$0.25 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d_v$	1668.75	1668.75	1656.25	kN
• The nominal shear resistance:	V_n	357.45	243.64	359.88	kN
• The factored shear resistance	V_r	321.70	219.28	323.89	kN
• Check	$V_r > V_u$	O.K	O.K	O.K	
• Requiring transverse reinforcement	$V_u > 0.5 \cdot \phi \cdot V_c$	Need	Not required	Need	
• Check minimum transverse reinforcement	$\rho_t \geq 0.083 \cdot (f'_c)^{0.5} \cdot b \cdot s / f_y$	O.K	not required	O.K	

Check crack					
Interior force combination					
• Factored moment	M_u	6.39E+01	6.63E+01	1.03E+02	kN.m
• Modulus of rupture of concrete	$f_r = 0.63 \cdot \sqrt{f_c}$	3.15	3.15	3.15	MPa
• Distance from extreme tension fiber to the neutral axis	$y_t = h - c$	314	314	294	mm
• Stress of concrete at tension fiber	$f_r = M_s \cdot y_t / I_g$	6	6	8	MPa
• Check	$f_r >$	0.8*f _r	0.8*f _r	0.8*f _r	
		check crack	check crack	check crack	
• Crack width parameter	Z	= 17500	= 17500	= 17500	N/mm
• Ratio of reinf. Modulus with concrete modulus	$n = E_s / E_c$	= 8.00	= 8.00	= 8.00	
• The distance from extreme fiber to the neutral axis	c	= 96.76	= 96.76	= 125.28	mm
• Effective moment of inertia	J	6.75E+08	6.75E+08	1.05E+09	mm ⁴
• Arm	$de - c$	= 170.24	= 170.24	= 139.72	mm
• Tension stress in reinforcement	$f_s = n \cdot M_s \cdot (de - c) / J$	= 128.95	= 133.80	= 109.34	MPa
• Area of concrete having the same centroid as the principal	A	= 12500	= 12500	= 12500	mm ²
• Tension stress in reinforcement with service state	$f_{sa} = Z / (d_c \cdot A)^{1/3}$	= 194.80	= 194.80	= 192.61	Mpa
• Check condition	$f_s < f_{sa}$	O.K	O.K	O.K	
• Check condition	$f_s < 0.6 \cdot f_y$	O.K	O.K	O.K	