

## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ**

### **Αποτελέσματα Ελέγχου Ευστάθειας**

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ1.1**

**Έλεγχος ευστάθειας κρηπιδώματος παραβολής  
(Στατική Φόρτιση)**

## Prefab wall analysis

### Input data

#### Settings

(input for current task)

#### Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)

Coefficients EN 1992-1-1 : standard

#### Wall analysis

Active earth pressure calculation : Coulomb

Passive earth pressure calculation : Caquot-Kerisel

Earthquake analysis : Mononobe-Okabe

Shape of earth wedge : Calculate as skew

Allowable eccentricity : 0,167

Verification methodology : Safety factors (ASD)

Safety factors			
Permanent design situation			
Safety factor for overturning :	$SF_o =$	1,75	[-]
Safety factor for sliding resistance :	$SF_s =$	1,75	[-]
Safety factor for bearing capacity :	$SF_b =$	1,75	[-]
Safety factor for sliding along geo-reinforcement :	$SF_{sr} =$	1,75	[-]

#### Geometry of structure

Slope of wall = 0,00 °

No.	Width b [m]	Height h [m]	Offset k [m]	Offs.(L) $\alpha_1$ [m]	Offs.(R) $\alpha_2$ [m]	Self w. [kN/m <sup>3</sup> ]	Friction [-]	Cohesion [kPa]	Shear bear.cap. $R_s$ [kN/m]
4	5,00	0,60	0,00	0,00	0,00	23,50	0,600	0,00	0,00
3	5,00	1,40	0,00	0,00	0,00	23,50	0,500	0,00	0,00
2	5,00	1,40	0,00	0,00	0,00	23,50	0,500	0,00	0,00
1	5,00	1,40	0,00	0,00	0,00	23,50	-	-	-

Note: Blocks are ordered from bottom to the top

#### Soil parameters

##### ΛΙΘΟΡΡΙΠΕΣ

Unit weight :  $\gamma = 17,50 \text{ kN/m}^3$

Stress-state : effective

Angle of internal friction :  $\varphi_{ef} = 37,00^\circ$

Cohesion of soil :  $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$

Angle of friction struc.-soil :  $\delta = 24,60^\circ$

Soil : cohesionless

Saturated unit weight :  $\gamma_{sat} = 20,70 \text{ kN/m}^3$

#### Foundation

Type of foundation : input parameters of contact base-soil

##### Parameters

Friction coefficient base-soil  $\mu = 0,60$

Cohesion base-soil  $a = 0,00 \text{ kPa}$

#### Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

Depth of terrain below the top of wall  $h = 4,80 \text{ m}$ .

**Water influence**

GWT behind the structure lies at a depth of -3,70 m

GWT in front of the structure lies at a depth of -3,70 m

Subgrade at the heel is not permeable.

Uplift in foot. bottom due to different pressures is not considered.

**Applied forces acting on the structure**

No.	Force new edit	Name	Action	F <sub>x</sub> [kN/m]	F <sub>z</sub> [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
1	Yes	Bollard (5kN/m)	permanent	-5,00	0,00	0,00	-4,70	-5,10
2	Yes	Wave (cope)	permanent	-11,54	0,00	0,00	0,00	-4,90
3	Yes	Wave submerged (T.O.1)	permanent	-10,85	0,00	0,00	0,00	-3,26
4	Yes	Wave (T.O.2)	permanent	-15,11	0,00	0,00	0,00	-2,12
5	Yes	Wave under quay wall	permanent	0,00	-20,18	0,00	-1,67	0,00
6	Yes	Τοιχίο	permanent	0,00	11,53	0,00	-1,25	-4,80
7	Yes	Wave total (above SWL)	permanent	-17,28	0,00	0,00	0,00	-4,58
8	Yes	Wave total (below SWL)	permanent	-38,92	0,00	0,00	0,00	-1,97

**Settings of the stage of construction**

Design situation : permanent

**Verification No. 1****Forces acting on construction**

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0,00	-2,67	379,00	2,50	1,000
Active pressure	0,00	0,01	0,00	5,00	1,000
Water pressure	0,00	0,00	0,00	5,00	1,000
Bollard (5kN/m)	5,00	-5,10	0,00	0,30	1,000
Wave (cope)	11,54	-4,90	0,00	5,00	0,000
Wave submerged (T.O.1)	10,85	-3,26	0,00	5,00	0,000
Wave (T.O.2)	15,11	-2,12	0,00	5,00	0,000
Wave under quay wall	0,00	0,00	-20,18	3,33	1,000
Τοιχίο	0,00	-4,80	11,53	3,75	1,000
Wave total (above SWL)	17,28	-4,58	0,00	5,00	1,000
Wave total (below SWL)	38,92	-1,97	0,00	5,00	1,000

**Verification of complete wall****Check for overturning stability**

Resisting moment  $M_{res} = 990,74$  kNm/m

Overturning moment  $M_{ovr} = 248,51$  kNm/m

Safety factor = 3,99 > 1,75

**Wall for overturning is SATISFACTORY**

**Check for slip**

Resisting horizontal force  $H_{res} = 222,21$  kN/m

Active horizontal force  $H_{act} = 61,20 \text{ kN/m}$

Safety factor = 3,63 > 1,75

**Wall for slip is SATISFACTORY**

**Overall check - WALL is SATISFACTORY**

### Bearing capacity of foundation soil

Design load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [-]	Stress [kPa]
1	183,65	370,35	61,20	0,099	92,40

Service load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	183,65	370,35	61,20

### Verification of foundation soil

Stress in the footing bottom : trapezoid

### Eccentricity verification

Max. eccentricity of normal force  $e = 0,099$

Maximum allowable eccentricity  $e_{alw} = 0,167$

**Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY**

### Verification of bearing capacity

Max. stress at footing bottom  $\sigma = 118,15 \text{ kPa}$

Bearing capacity of foundation soil  $R_d = 500,00 \text{ kPa}$

Safety factor = 4,23 > 1,75

**Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY**

**Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY**

### Dimensioning No. 1

Forces acting on construction

Name	$F_{hor}$ [kN/m]	App.Pt. z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0,00	-0,30	70,50	2,50	1,000
Active pressure	0,00	4,21	0,00	5,00	1,000
Water pressure	0,00	4,20	0,00	5,00	1,000
Bollard (5kN/m)	5,00	-0,90	0,00	0,30	1,000
Wave (cope)	11,54	-0,70	0,00	5,00	1,000
Wave submerged (T.O.1)	10,85	0,94	0,00	5,00	0,000
Wave (T.O.2)	15,11	2,08	0,00	5,00	0,000
Wave under quay wall	0,00	4,20	-20,18	3,33	0,000
Τοιχίο	0,00	-0,60	11,53	3,75	1,000
Wave total (above SWL)	17,28	-0,38	0,00	5,00	0,000
Wave total (below SWL)	38,92	2,23	0,00	5,00	0,000

**Verification of construction joint above the block No.: 3**

### Check for overturning stability

Resisting moment  $M_{res} = 219,49 \text{ kNm/m}$

Overturning moment  $M_{ovr} = 12,58 \text{ kNm/m}$

Safety factor = 17,45 > 1,75

**Joint for overturning stability is SATISFACTORY**

#### Check for slip

Resisting horizontal force  $H_{res} = 49,22 \text{ kN/m}$

Active horizontal force  $H_{act} = 16,54 \text{ kN/m}$

Safety factor = 2,98 > 1,75

**Joint for slip is SATISFACTORY**

## Dimensioning No. 2

### Forces acting on construction

Name	$F_{hor}$ [kN/m]	App.Pt. z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0,00	-1,13	190,00	2,50	1,000
Active pressure	0,00	2,81	0,00	5,00	1,000
Water pressure	0,00	2,80	0,00	5,00	1,000
Bollard (5kN/m)	5,00	-2,30	0,00	0,30	1,000
Wave (cope)	11,54	-2,10	0,00	5,00	0,000
Wave submerged (T.O.1)	10,85	-0,46	0,00	5,00	1,000
Wave (T.O.2)	15,11	0,68	0,00	5,00	0,000
Wave under quay wall	0,00	2,80	-20,18	3,33	0,000
Τοιχίο	0,00	-2,00	11,53	3,75	1,000
Wave total (above SWL)	17,28	-1,78	0,00	5,00	1,000
Wave total (below SWL)	38,92	0,83	0,00	5,00	0,000

### Verification of construction joint above the block No.: 2

#### Check for overturning stability

Resisting moment  $M_{res} = 518,25 \text{ kNm/m}$

Overturning moment  $M_{ovr} = 47,25 \text{ kNm/m}$

Safety factor = 10,97 > 1,75

**Joint for overturning stability is SATISFACTORY**

#### Check for slip

Resisting horizontal force  $H_{res} = 100,77 \text{ kN/m}$

Active horizontal force  $H_{act} = 33,13 \text{ kN/m}$

Safety factor = 3,04 > 1,75

**Joint for slip is SATISFACTORY**

## Dimensioning No. 3

### Forces acting on construction

Name	$F_{hor}$ [kN/m]	App.Pt. z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0,00	-1,92	284,50	2,50	1,000
Active pressure	0,00	1,41	0,00	5,00	1,000
Water pressure	0,00	1,40	0,00	5,00	1,000

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Bollard (5kN/m)	5,00	-3,70	0,00	0,30	1,000
Wave (cope)	11,54	-3,50	0,00	5,00	0,000
Wave submerged (T.O.1)	10,85	-1,86	0,00	5,00	1,000
Wave (T.O.2)	15,11	-0,72	0,00	5,00	1,000
Wave under quay wall	0,00	1,40	-20,18	3,33	0,000
Τοιχίο	0,00	-3,40	11,53	3,75	1,000
Wave total (above SWL)	17,28	-3,18	0,00	5,00	1,000
Wave total (below SWL)	38,92	-0,57	0,00	5,00	0,000

**Verification of construction joint above the block No.: 1****Check for overturning stability**Resisting moment  $M_{res} = 754,50 \text{ kNm/m}$ Overturning moment  $M_{ovr} = 104,51 \text{ kNm/m}$ 

Safety factor = 7,22 &gt; 1,75

**Joint for overturning stability is SATISFACTORY****Check for slip**Resisting horizontal force  $H_{res} = 148,02 \text{ kN/m}$ Active horizontal force  $H_{act} = 48,24 \text{ kN/m}$ 

Safety factor = 3,07 &gt; 1,75

**Joint for slip is SATISFACTORY**

## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ1.2**

### **Έλεγχος ευστάθειας κρηπιδώματος παραβολής (Σεισμική Φόρτιση)**



## Prefab wall analysis

### Input data

#### Settings

(input for current task)

#### Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)

Coefficients EN 1992-1-1 : standard

#### Wall analysis

Active earth pressure calculation : Coulomb

Passive earth pressure calculation : Caquot-Kerisel

Earthquake analysis : Mononobe-Okabe

Shape of earth wedge : Calculate as skew

Allowable eccentricity : 0,333

Verification methodology : Safety factors (ASD)

Safety factors			
Seismic design situation			
Safety factor for overturning :	SF <sub>o</sub> =	1,00	[-]
Safety factor for sliding resistance :	SF <sub>s</sub> =	1,00	[-]
Safety factor for bearing capacity :	SF <sub>b</sub> =	1,00	[-]
Safety factor for sliding along geo-reinforcement :	SF <sub>sr</sub> =	1,00	[-]

#### Geometry of structure

Slope of wall = 0,00 °

No.	Width b [m]	Height h [m]	Offset k [m]	Offs.(L) o <sub>1</sub> [m]	Offs.(R) o <sub>2</sub> [m]	Self w. [kN/m <sup>3</sup> ]	Friction [-]	Cohesion [kPa]	Shear bear.cap. R <sub>s</sub> [kN/m]
4	5,00	0,60	0,00	0,00	0,00	23,50	0,600	0,00	0,00
3	5,00	1,40	0,00	0,00	0,00	23,50	0,500	0,00	0,00
2	5,00	1,40	0,00	0,00	0,00	23,50	0,500	0,00	0,00
1	5,00	1,40	0,00	0,00	0,00	23,50	-	-	-

Note: Blocks are ordered from bottom to the top

#### Soil parameters

##### ΛΙΘΟΡΡΙΠΕΣ

Unit weight :  $\gamma = 17,50 \text{ kN/m}^3$

Stress-state : effective

Angle of internal friction :  $\varphi_{\text{ef}} = 37,00^\circ$

Cohesion of soil :  $c_{\text{ef}} = 0,00 \text{ kPa}$

Angle of friction struc.-soil :  $\delta = 24,60^\circ$

Soil : cohesionless

Saturated unit weight :  $\gamma_{\text{sat}} = 20,70 \text{ kN/m}^3$

#### Foundation

Type of foundation : input parameters of contact base-soil

##### Parameters

Friction coefficient base-soil  $\mu = 0,60$

Cohesion base-soil  $a = 0,00 \text{ kPa}$

#### Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

Depth of terrain below the top of wall  $h = 4,80 \text{ m}$ .

**Water influence**

GWT behind the structure lies at a depth of -3,70 m

GWT in front of the structure lies at a depth of -3,70 m

Subgrade at the heel is not permeable.

Uplift in foot. bottom due to different pressures is not considered.

**Applied forces acting on the structure**

No.	Force		Name	Action	F <sub>x</sub> [kN/m]	F <sub>z</sub> [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
1	Yes		Bollard 10kN/m	permanent	-2,50	0,00	0,00	-4,70	-5,10
2	Yes		Τοίχιο	permanent	0,00	11,28	0,00	-1,25	-4,80
3	Yes		Westergard (T.O.1)	permanent	-1,16	0,00	0,00	0,00	-3,16
4	Yes		Westergard (T.O.2)	permanent	-4,72	0,00	0,00	0,00	-2,32
5	Yes		Wave total (above SWL)	permanent	-2,63	0,00	0,00	0,00	-4,08
6	Yes		Wave total (below SWL)	permanent	-13,62	0,00	0,00	0,00	-2,01
7	Yes		Wave force (cope)	permanent	-0,83	0,00	0,00	0,00	-4,41
8	Yes		Wave submerged (T.O.1)	permanent	-3,95	0,00	0,00	0,00	-3,26
9	Yes		Wave force (T.O.2)	permanent	-5,33	0,00	0,00	0,00	-2,12
10	Yes		Wave force (below quay wall)	permanent	0,00	-6,79	0,00	-1,67	0,00

**Earthquake**

Factor of horizontal acceleration  $K_h = 0,1200$

Factor of vertical acceleration  $K_v = 0,0720$

Water below the GWT is free.

Specific gravity of soil particles  $G_s = 2,60$ .

**Settings of the stage of construction**

Design situation : seismic

**Verification No. 1****Forces acting on construction**

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0,00	-2,67	379,00	2,50	1,000
Earthq.- constr.	67,68	-2,40	-40,61	2,50	1,000
Active pressure	0,00	0,01	0,00	5,00	1,000
Water pressure	0,00	0,00	0,00	5,00	1,000
Earthq.- act.pressure	0,00	0,00	0,00	5,00	1,000
Dynamic water pressure	9,63	-1,47	0,00	5,00	1,000
Dyn. water pressure at the front	9,63	-1,47	0,00	5,00	1,000
Bollard 10kN/m	2,50	-5,10	0,00	0,30	1,000
Τοίχιο	0,00	-4,80	11,28	3,75	1,000
Westergard (T.O.1)	1,16	-3,16	0,00	5,00	0,000

Name	$F_{hor}$ [kN/m]	App.Pt. z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Westergard (T.O.2)	4,72	-2,32	0,00	5,00	0,000
Wave total (above SWL)	2,63	-4,08	0,00	5,00	1,000
Wave total (below SWL)	13,62	-2,01	0,00	5,00	1,000
Wave force (cope)	0,83	-4,41	0,00	5,00	0,000
Wave submerged (T.O.1)	3,95	-3,26	0,00	5,00	0,000
Wave force (T.O.2)	5,33	-2,12	0,00	5,00	0,000
Wave force (below quay wall)	0,00	0,00	-6,79	3,33	1,000

**Verification of complete wall****Check for overturning stability**Resisting moment  $M_{res} = 888,28$  kNm/mOverturning moment  $M_{ovr} = 264,30$  kNm/m

Safety factor = 3,36 &gt; 1,00

**Wall for overturning is SATISFACTORY****Check for slip**Resisting horizontal force  $H_{res} = 205,73$  kN/mActive horizontal force  $H_{act} = 105,70$  kN/m

Safety factor = 1,95 &gt; 1,00

**Wall for slip is SATISFACTORY****Overall check - WALL is SATISFACTORY****Bearing capacity of foundation soil****Design load acting at the center of footing bottom**

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [-]	Stress [kPa]
1	233,23	342,88	105,70	0,136	94,21

**Service load acting at the center of footing bottom**

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	233,23	342,88	105,70

**Verification of foundation soil**

Stress in the footing bottom : trapezoid

**Eccentricity verification**Max. eccentricity of normal force  $e = 0,136$ Maximum allowable eccentricity  $e_{alw} = 0,333$ **Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY****Verification of bearing capacity**Max. stress at footing bottom  $\sigma = 124,55$  kPaBearing capacity of foundation soil  $R_d = 750,00$  kPa

Safety factor = 6,02 &gt; 1,00

**Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY****Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY**

**Dimensioning No. 1****Forces acting on construction**

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0,00	-0,30	70,50	2,50	1,000
Earthq.- constr.	8,46	-0,30	-5,08	2,50	1,000
Active pressure	0,00	4,21	0,00	5,00	1,000
Water pressure	0,00	4,20	0,00	5,00	1,000
Earthq.- act.pressure	0,00	4,20	0,00	5,00	1,000
Dynamic water pressure	9,63	2,73	0,00	5,00	0,000
Dyn. water pressure at the front	9,63	2,73	0,00	5,00	0,000
Bollard 10kN/m	2,50	-0,90	0,00	0,30	1,000
Τοιχίο	0,00	-0,60	11,28	3,75	1,000
Westergard (T.O.1)	1,16	1,04	0,00	5,00	0,000
Westergard (T.O.2)	4,72	1,88	0,00	5,00	0,000
Wave total (above SWL)	2,63	0,12	0,00	5,00	0,000
Wave total (below SWL)	13,62	2,19	0,00	5,00	0,000
Wave force (cope)	0,83	-0,21	0,00	5,00	1,000
Wave submerged (T.O.1)	3,95	0,94	0,00	5,00	0,000
Wave force (T.O.2)	5,33	2,08	0,00	5,00	0,000
Wave force (below quay wall)	0,00	4,20	-6,79	3,33	0,000

**Verification of construction joint above the block No.: 3****Check for overturning stability**Resisting moment  $M_{res} = 205,86 \text{ kNm/m}$ Overturning moment  $M_{ovr} = 4,96 \text{ kNm/m}$ 

Safety factor = 41,49 &gt; 1,00

**Joint for overturning stability is SATISFACTORY****Check for slip**Resisting horizontal force  $H_{res} = 46,02 \text{ kN/m}$ Active horizontal force  $H_{act} = 11,79 \text{ kN/m}$ 

Safety factor = 3,90 &gt; 1,00

**Joint for slip is SATISFACTORY****Dimensioning No. 2****Forces acting on construction**

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0,00	-1,13	190,00	2,50	1,000
Earthq.- constr.	28,20	-1,00	-16,92	2,50	1,000
Active pressure	0,00	2,81	0,00	5,00	1,000
Water pressure	0,00	2,80	0,00	5,00	1,000
Earthq.- act.pressure	0,00	2,80	0,00	5,00	1,000
Dynamic water pressure	9,63	1,33	0,00	5,00	0,000
Dyn. water pressure at the front	9,63	1,33	0,00	5,00	0,000

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Bollard 10kN/m	2,50	-2,30	0,00	0,30	1,000
Τοιχίο	0,00	-2,00	11,28	3,75	1,000
Westergard (T.O.1)	1,16	-0,36	0,00	5,00	2,000
Westergard (T.O.2)	4,72	0,48	0,00	5,00	0,000
Wave total (above SWL)	2,63	-1,28	0,00	5,00	1,000
Wave total (below SWL)	13,62	0,79	0,00	5,00	0,000
Wave force (cope)	0,83	-1,61	0,00	5,00	0,000
Wave submerged (T.O.1)	3,95	-0,46	0,00	5,00	1,000
Wave force (T.O.2)	5,33	0,68	0,00	5,00	0,000
Wave force (below quay wall)	0,00	2,80	-6,79	3,33	0,000

**Verification of construction joint above the block No.: 2****Check for overturning stability**Resisting moment  $M_{res} = 475,01 \text{ kNm/m}$ Overturning moment  $M_{ovr} = 39,97 \text{ kNm/m}$ 

Safety factor = 11,88 &gt; 1,00

**Joint for overturning stability is SATISFACTORY****Check for slip**Resisting horizontal force  $H_{res} = 92,18 \text{ kN/m}$ Active horizontal force  $H_{act} = 39,60 \text{ kN/m}$ 

Safety factor = 2,33 &gt; 1,00

**Joint for slip is SATISFACTORY****Dimensioning No. 3****Forces acting on construction**

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0,00	-1,92	284,50	2,50	1,000
Earthq.- constr.	47,94	-1,70	-28,76	2,50	1,000
Active pressure	0,00	1,41	0,00	5,00	1,000
Water pressure	0,00	1,40	0,00	5,00	1,000
Earthq.- act.pressure	0,00	1,40	0,00	5,00	1,000
Dynamic water pressure	9,63	-0,07	0,00	5,00	0,000
Dyn. water pressure at the front	9,63	-0,07	0,00	5,00	0,000
Bollard 10kN/m	2,50	-3,70	0,00	0,30	1,000
Τοιχίο	0,00	-3,40	11,28	3,75	1,000
Westergard (T.O.1)	1,16	-1,76	0,00	5,00	0,000
Westergard (T.O.2)	4,72	-0,92	0,00	5,00	2,000
Wave total (above SWL)	2,63	-2,68	0,00	5,00	1,000
Wave total (below SWL)	13,62	-0,61	0,00	5,00	0,000
Wave force (cope)	0,83	-3,01	0,00	5,00	0,000
Wave submerged (T.O.1)	3,95	-1,86	0,00	5,00	1,000
Wave force (T.O.2)	5,33	-0,72	0,00	5,00	1,000
Wave force (below quay wall)	0,00	1,40	-6,79	3,33	0,000

**Verification of construction joint above the block No.: 1**

**Check for overturning stability**

Resisting moment  $M_{res} = 681,65 \text{ kNm/m}$

Overturning moment  $M_{ovr} = 117,67 \text{ kNm/m}$

Safety factor =  $5,79 > 1,00$

**Joint for overturning stability is SATISFACTORY**

**Check for slip**

Resisting horizontal force  $H_{res} = 133,51 \text{ kN/m}$

Active horizontal force  $H_{act} = 71,79 \text{ kN/m}$

Safety factor =  $1,86 > 1,00$

**Joint for slip is SATISFACTORY**

### **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ1.3**

#### **Έλεγχος ευστάθειας κρηπιδώματος παραβολής (Ατυχηματική Φόρτιση)**

## Prefab wall analysis

### Input data

#### Settings

(input for current task)

#### Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)

Coefficients EN 1992-1-1 : standard

#### Wall analysis

Active earth pressure calculation : Coulomb

Passive earth pressure calculation : Caquot-Kerisel

Earthquake analysis : Mononobe-Okabe

Shape of earth wedge : Calculate as skew

Allowable eccentricity : 0,167

Verification methodology : Safety factors (ASD)

Safety factors			
Accidental design situation			
Safety factor for overturning :	$SF_o =$	1,00	[-]
Safety factor for sliding resistance :	$SF_s =$	1,00	[-]
Safety factor for bearing capacity :	$SF_b =$	1,00	[-]
Safety factor for sliding along geo-reinforcement :	$SF_{sr} =$	1,00	[-]

#### Geometry of structure

Slope of wall = 0,00 °

No.	Width b [m]	Height h [m]	Offset k [m]	Offs.(L) $\alpha_1$ [m]	Offs.(R) $\alpha_2$ [m]	Self w. [kN/m <sup>3</sup> ]	Friction [-]	Cohesion [kPa]	Shear bear.cap. $R_s$ [kN/m]
4	5,00	0,60	0,00	0,00	0,00	23,50	0,600	0,00	0,00
3	5,00	1,40	0,00	0,00	0,00	23,50	0,500	0,00	0,00
2	5,00	1,40	0,00	0,00	0,00	23,50	0,500	0,00	0,00
1	5,00	1,40	0,00	0,00	0,00	23,50	-	-	-

Note: Blocks are ordered from bottom to the top

#### Soil parameters

##### ΛΙΘΟΡΡΙΠΕΣ

Unit weight :  $\gamma = 17,50 \text{ kN/m}^3$

Stress-state : effective

Angle of internal friction :  $\varphi_{ef} = 37,00^\circ$

Cohesion of soil :  $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$

Angle of friction struc.-soil :  $\delta = 24,60^\circ$

Soil : cohesionless

Saturated unit weight :  $\gamma_{sat} = 20,70 \text{ kN/m}^3$

#### Foundation

Type of foundation : input parameters of contact base-soil

##### Parameters

Friction coefficient base-soil  $\mu = 0,60$

Cohesion base-soil  $a = 0,00 \text{ kPa}$

#### Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

Depth of terrain below the top of wall  $h = 4,80 \text{ m}$ .



**Water influence**

GWT behind the structure lies at a depth of -3,70 m

GWT in front of the structure lies at a depth of -3,70 m

Subgrade at the heel is not permeable.

Uplift in foot. bottom due to different pressures is not considered.

**Applied forces acting on the structure**

No.	Force new edit	Name	Action	F <sub>x</sub> [kN/m]	F <sub>z</sub> [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
1	Yes	Bollard (5kN/m)	permanent	-5,00	0,00	0,00	-4,70	-5,10
2	Yes	Toίχιό	permanent	0,00	11,53	0,00	-1,25	-4,80
3	Yes	Fender	permanent	-15,00	0,00	0,00	0,00	-4,50

**Settings of the stage of construction**

Design situation : accidental

**Verification No. 1****Forces acting on construction**

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0,00	-2,67	379,00	2,50	1,000
Active pressure	0,00	0,01	0,00	5,00	1,000
Water pressure	0,00	0,00	0,00	5,00	1,000
Bollard (5kN/m)	5,00	-5,10	0,00	0,30	1,000
Toίχιό	0,00	-4,80	11,53	3,75	1,000
Fender	15,00	-4,50	0,00	5,00	1,000

**Verification of complete wall****Check for overturning stability**

Resisting moment  $M_{res} = 990,74 \text{ kNm/m}$

Overturning moment  $M_{ovr} = 93,00 \text{ kNm/m}$

Safety factor = 10,65 > 1,00

**Wall for overturning is SATISFACTORY**

**Check for slip**

Resisting horizontal force  $H_{res} = 234,32 \text{ kN/m}$

Active horizontal force  $H_{act} = 20,00 \text{ kN/m}$

Safety factor = 11,72 > 1,00

**Wall for slip is SATISFACTORY**

**Overall check - WALL is SATISFACTORY**

**Bearing capacity of foundation soil****Design load acting at the center of footing bottom**

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [-]	Stress [kPa]
1	78,59	390,53	20,00	0,040	84,94

**Service load acting at the center of footing bottom**

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	78,59	390,53	20,00

**Verification of foundation soil**

Stress in the footing bottom : trapezoid

**Eccentricity verification**

Max. eccentricity of normal force  $e = 0,040$

Maximum allowable eccentricity  $e_{alw} = 0,167$

**Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY**

**Verification of bearing capacity**

Max. stress at footing bottom  $\sigma = 96,97 \text{ kPa}$

Bearing capacity of foundation soil  $R_d = 500,00 \text{ kPa}$

Safety factor =  $5,16 > 1,00$

**Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY**

**Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY**

**Dimensioning No. 1****Forces acting on construction**

Name	$F_{hor}$ [kN/m]	App.Pt. z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0,00	-0,30	70,50	2,50	1,000
Active pressure	0,00	4,21	0,00	5,00	1,000
Water pressure	0,00	4,20	0,00	5,00	1,000
Bollard (5kN/m)	5,00	-0,90	0,00	0,30	1,000
Τοιχίο	0,00	-0,60	11,53	3,75	1,000
Fender	15,00	-0,30	0,00	5,00	1,000

**Verification of construction joint above the block No.: 3****Check for overturning stability**

Resisting moment  $M_{res} = 219,49 \text{ kNm/m}$

Overturning moment  $M_{ovr} = 9,00 \text{ kNm/m}$

Safety factor =  $24,39 > 1,00$

**Joint for overturning stability is SATISFACTORY**

**Check for slip**

Resisting horizontal force  $H_{res} = 49,22 \text{ kN/m}$

Active horizontal force  $H_{act} = 20,00 \text{ kN/m}$

Safety factor =  $2,46 > 1,00$

**Joint for slip is SATISFACTORY**

**Dimensioning No. 2****Forces acting on construction**

Name	$F_{hor}$ [kN/m]	App.Pt. z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0,00	-1,13	190,00	2,50	1,000

Name	$F_{hor}$ [kN/m]	App.Pt. z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Active pressure	0,00	2,81	0,00	5,00	1,000
Water pressure	0,00	2,80	0,00	5,00	1,000
Bollard (5kN/m)	5,00	-2,30	0,00	0,30	1,000
Τοιχίο	0,00	-2,00	11,53	3,75	1,000
Fender	15,00	-1,70	0,00	5,00	1,000

**Verification of construction joint above the block No.: 2****Check for overturning stability**Resisting moment  $M_{res} = 518,25 \text{ kNm/m}$ Overturning moment  $M_{ovr} = 37,00 \text{ kNm/m}$ 

Safety factor = 14,01 &gt; 1,00

**Joint for overturning stability is SATISFACTORY****Check for slip**Resisting horizontal force  $H_{res} = 100,77 \text{ kN/m}$ Active horizontal force  $H_{act} = 20,00 \text{ kN/m}$ 

Safety factor = 5,04 &gt; 1,00

**Joint for slip is SATISFACTORY****Dimensioning No. 3****Forces acting on construction**

Name	$F_{hor}$ [kN/m]	App.Pt. z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0,00	-1,92	284,50	2,50	1,000
Active pressure	0,00	1,41	0,00	5,00	1,000
Water pressure	0,00	1,40	0,00	5,00	1,000
Bollard (5kN/m)	5,00	-3,70	0,00	0,30	1,000
Τοιχίο	0,00	-3,40	11,53	3,75	1,000
Fender	15,00	-3,10	0,00	5,00	1,000

**Verification of construction joint above the block No.: 1****Check for overturning stability**Resisting moment  $M_{res} = 754,50 \text{ kNm/m}$ Overturning moment  $M_{ovr} = 65,00 \text{ kNm/m}$ 

Safety factor = 11,61 &gt; 1,00

**Joint for overturning stability is SATISFACTORY****Check for slip**Resisting horizontal force  $H_{res} = 148,02 \text{ kN/m}$ Active horizontal force  $H_{act} = 20,00 \text{ kN/m}$ 

Safety factor = 7,40 &gt; 1,00

**Joint for slip is SATISFACTORY**

## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ2.1**

### **Έλεγχος ευστάθειας βάθρου γεφυρώματος (Στατική Φόρτιση)**

## Prefab wall analysis

### Input data

#### Settings

(input for current task)

#### Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)

Coefficients EN 1992-1-1 : standard

#### Wall analysis

Active earth pressure calculation : Coulomb

Passive earth pressure calculation : Caquot-Kerisel

Earthquake analysis : Mononobe-Okabe

Shape of earth wedge : Calculate as skew

Allowable eccentricity : 0,167

Verification methodology : Safety factors (ASD)

Safety factors			
Permanent design situation			
Safety factor for overturning :	$SF_o =$	1,75	[-]
Safety factor for sliding resistance :	$SF_s =$	1,75	[-]
Safety factor for bearing capacity :	$SF_b =$	1,75	[-]
Safety factor for sliding along geo-reinforcement :	$SF_{sr} =$	1,75	[-]

#### Geometry of structure

Slope of wall = 0,00 °

No.	Width b [m]	Height h [m]	Offset k [m]	Offs.(L) $\alpha_1$ [m]	Offs.(R) $\alpha_2$ [m]	Self w. [kN/m <sup>3</sup> ]	Friction [-]	Cohesion [kPa]	Shear bear.cap. $R_s$ [kN/m]
4	5,00	0,60	0,00	0,00	0,00	48,00	0,600	0,00	0,00
3	5,00	1,40	0,00	0,00	0,00	23,50	0,500	0,00	0,00
2	5,00	1,40	0,00	0,00	0,00	23,50	0,500	0,00	0,00
1	5,00	1,40	0,00	0,00	0,00	23,50	-	-	-

Note: Blocks are ordered from bottom to the top

#### Soil parameters

##### ΛΙΘΟΡΡΙΠΕΣ

Unit weight :  $\gamma = 17,50 \text{ kN/m}^3$

Stress-state : effective

Angle of internal friction :  $\varphi_{ef} = 37,00^\circ$

Cohesion of soil :  $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$

Angle of friction struc.-soil :  $\delta = 24,60^\circ$

Soil : cohesionless

Saturated unit weight :  $\gamma_{sat} = 20,70 \text{ kN/m}^3$

#### Foundation

Type of foundation : input parameters of contact base-soil

##### Parameters

Friction coefficient base-soil  $\mu = 0,60$

Cohesion base-soil  $a = 0,00 \text{ kPa}$

#### Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

Depth of terrain below the top of wall  $h = 4,80 \text{ m}$ .

**Water influence**

GWT behind the structure lies at a depth of -3,70 m

GWT in front of the structure lies at a depth of -3,70 m

Subgrade at the heel is not permeable.

Uplift in foot. bottom due to different pressures is not considered.

**Applied forces acting on the structure**

No.	Force new edit	Name	Action	$F_x$ [kN/m]	$F_z$ [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
1	Yes	Wave (cope)	permanent	-11,54	0,00	0,00	0,00	-4,90
2	Yes	Wave submerged (T.O.1)	permanent	-10,85	0,00	0,00	0,00	-3,26
3	Yes	Wave (T.O.2)	permanent	-15,11	0,00	0,00	0,00	-2,12
4	Yes	Wave under quay wall	permanent	0,00	-20,18	0,00	-1,67	0,00
5	Yes	Τοιχίο	permanent	0,00	11,53	0,00	-1,25	-4,80
6	Yes	Wave total (above SWL)	permanent	-17,28	0,00	0,00	0,00	-4,58
7	Yes	Wave total (below SWL)	permanent	-38,92	0,00	0,00	0,00	-1,97

**Settings of the stage of construction**

Design situation : permanent

**Verification No. 1****Forces acting on construction**

Name	$F_{hor}$ [kN/m]	App.Pt. z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0,00	-2,97	452,50	2,50	1,000
Active pressure	0,00	0,01	0,00	5,00	1,000
Water pressure	0,00	0,00	0,00	5,00	1,000
Wave (cope)	11,54	-4,90	0,00	5,00	0,000
Wave submerged (T.O.1)	10,85	-3,26	0,00	5,00	0,000
Wave (T.O.2)	15,11	-2,12	0,00	5,00	0,000
Wave under quay wall	0,00	0,00	-20,18	3,33	1,000
Τοιχίο	0,00	-4,80	11,53	3,75	1,000
Wave total (above SWL)	17,28	-4,58	0,00	5,00	1,000
Wave total (below SWL)	38,92	-1,97	0,00	5,00	1,000

**Verification of complete wall****Check for overturning stability**

Resisting moment  $M_{res} = 1174,49$  kNm/m

Overturning moment  $M_{ovr} = 223,01$  kNm/m

Safety factor = 5,27 > 1,75

**Wall for overturning is SATISFACTORY**

**Check for slip**

Resisting horizontal force  $H_{res} = 266,31$  kN/m

Active horizontal force  $H_{act} = 56,20$  kN/m

Safety factor = 4,74 > 1,75

Wall for slip is **SATISFACTORY**

Overall check - WALL is **SATISFACTORY**

### Bearing capacity of foundation soil

Design load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [-]	Stress [kPa]
1	158,15	443,85	56,20	0,071	103,53

Service load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	158,15	443,85	56,20

### Verification of foundation soil

Stress in the footing bottom : trapezoid

### Eccentricity verification

Max. eccentricity of normal force  $e = 0,071$

Maximum allowable eccentricity  $e_{alw} = 0,167$

Eccentricity of the normal force is **SATISFACTORY**

### Verification of bearing capacity

Max. stress at footing bottom  $\sigma = 126,73 \text{ kPa}$

Bearing capacity of foundation soil  $R_d = 500,00 \text{ kPa}$

Safety factor =  $3,95 > 1,75$

Bearing capacity of foundation soil is **SATISFACTORY**

Overall verification - bearing capacity of found. soil is **SATISFACTORY**

### Dimensioning No. 1

Forces acting on construction

Name	$F_{hor}$ [kN/m]	App.Pt. z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0,00	-0,30	144,00	2,50	1,000
Active pressure	0,00	4,21	0,00	5,00	1,000
Water pressure	0,00	4,20	0,00	5,00	1,000
Wave (cope)	11,54	-0,70	0,00	5,00	1,000
Wave submerged (T.O.1)	10,85	0,94	0,00	5,00	0,000
Wave (T.O.2)	15,11	2,08	0,00	5,00	0,000
Wave under quay wall	0,00	4,20	-20,18	3,33	0,000
Toίχιό	0,00	-0,60	11,53	3,75	1,000
Wave total (above SWL)	17,28	-0,38	0,00	5,00	0,000
Wave total (below SWL)	38,92	2,23	0,00	5,00	0,000

### Verification of construction joint above the block No.: 3

### Check for overturning stability

Resisting moment  $M_{res} = 403,24 \text{ kNm/m}$

Overturning moment  $M_{ovr} = 8,08 \text{ kNm/m}$

Safety factor =  $49,92 > 1,75$

Joint for overturning stability is **SATISFACTORY**

**Check for slip**Resisting horizontal force  $H_{res} = 93,32 \text{ kN/m}$ Active horizontal force  $H_{act} = 11,54 \text{ kN/m}$ 

Safety factor = 8,09 &gt; 1,75

**Joint for slip is SATISFACTORY****Dimensioning No. 2****Forces acting on construction**

Name	$F_{hor}$ [kN/m]	App.Pt. z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0,00	-1,29	263,50	2,50	1,000
Active pressure	0,00	2,81	0,00	5,00	1,000
Water pressure	0,00	2,80	0,00	5,00	1,000
Wave (cope)	11,54	-2,10	0,00	5,00	0,000
Wave submerged (T.O.1)	10,85	-0,46	0,00	5,00	1,000
Wave (T.O.2)	15,11	0,68	0,00	5,00	0,000
Wave under quay wall	0,00	2,80	-20,18	3,33	0,000
Τοιχίο	0,00	-2,00	11,53	3,75	1,000
Wave total (above SWL)	17,28	-1,78	0,00	5,00	1,000
Wave total (below SWL)	38,92	0,83	0,00	5,00	0,000

**Verification of construction joint above the block No.: 2****Check for overturning stability**Resisting moment  $M_{res} = 702,00 \text{ kNm/m}$ Overturning moment  $M_{ovr} = 35,75 \text{ kNm/m}$ 

Safety factor = 19,64 &gt; 1,75

**Joint for overturning stability is SATISFACTORY****Check for slip**Resisting horizontal force  $H_{res} = 137,52 \text{ kN/m}$ Active horizontal force  $H_{act} = 28,13 \text{ kN/m}$ 

Safety factor = 4,89 &gt; 1,75

**Joint for slip is SATISFACTORY****Dimensioning No. 3****Forces acting on construction**

Name	$F_{hor}$ [kN/m]	App.Pt. z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0,00	-2,16	358,00	2,50	1,000
Active pressure	0,00	1,41	0,00	5,00	1,000
Water pressure	0,00	1,40	0,00	5,00	0,000
Wave (cope)	11,54	-3,50	0,00	5,00	0,000
Wave submerged (T.O.1)	10,85	-1,86	0,00	5,00	1,000
Wave (T.O.2)	15,11	-0,72	0,00	5,00	1,000
Wave under quay wall	0,00	1,40	-20,18	3,33	0,000



Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Τοιχίο	0,00	-3,40	11,53	3,75	1,000
Wave total (above SWL)	17,28	-3,18	0,00	5,00	1,000
Wave total (below SWL)	38,92	-0,57	0,00	5,00	0,000

**Verification of construction joint above the block No.: 1****Check for overturning stability**Resisting moment  $M_{res} = 938,25 \text{ kNm/m}$ Overturning moment  $M_{ovr} = 86,01 \text{ kNm/m}$ 

Safety factor = 10,91 &gt; 1,75

**Joint for overturning stability is SATISFACTORY****Check for slip**Resisting horizontal force  $H_{res} = 184,77 \text{ kN/m}$ Active horizontal force  $H_{act} = 43,24 \text{ kN/m}$ 

Safety factor = 4,27 &gt; 1,75

**Joint for slip is SATISFACTORY**

## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ2.2**

### **Έλεγχος ευστάθειας γεφυρώματος βάθρου (Σεισμική Φόρτιση)**

## Prefab wall analysis

### Input data

#### Settings

(input for current task)

#### Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)

Coefficients EN 1992-1-1 : standard

#### Wall analysis

Active earth pressure calculation : Coulomb

Passive earth pressure calculation : Caquot-Kerisel

Earthquake analysis : Mononobe-Okabe

Shape of earth wedge : Calculate as skew

Allowable eccentricity : 0,333

Verification methodology : Safety factors (ASD)

Safety factors			
Seismic design situation			
Safety factor for overturning :	$SF_o =$	1,00	[-]
Safety factor for sliding resistance :	$SF_s =$	1,00	[-]
Safety factor for bearing capacity :	$SF_b =$	1,00	[-]
Safety factor for sliding along geo-reinforcement :	$SF_{sr} =$	1,00	[-]

#### Geometry of structure

Slope of wall = 0,00 °

No.	Width b [m]	Height h [m]	Offset k [m]	Offs.(L) $\alpha_1$ [m]	Offs.(R) $\alpha_2$ [m]	Self w. [kN/m <sup>3</sup> ]	Friction [-]	Cohesion [kPa]	Shear bear.cap. $R_s$ [kN/m]
4	5,00	0,60	0,00	0,00	0,00	48,00	0,600	0,00	0,00
3	5,00	1,40	0,00	0,00	0,00	23,50	0,500	0,00	0,00
2	5,00	1,40	0,00	0,00	0,00	23,50	0,500	0,00	0,00
1	5,00	1,40	0,00	0,00	0,00	23,50	-	-	-

Note: Blocks are ordered from bottom to the top

#### Soil parameters

##### ΛΙΘΟΡΡΙΠΕΣ

Unit weight :  $\gamma = 17,50 \text{ kN/m}^3$

Stress-state : effective

Angle of internal friction :  $\varphi_{ef} = 37,00^\circ$

Cohesion of soil :  $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$

Angle of friction struc.-soil :  $\delta = 24,60^\circ$

Soil : cohesionless

Saturated unit weight :  $\gamma_{sat} = 20,70 \text{ kN/m}^3$

#### Foundation

Type of foundation : input parameters of contact base-soil

##### Parameters

Friction coefficient base-soil  $\mu = 0,60$

Cohesion base-soil  $a = 0,00 \text{ kPa}$

#### Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

Depth of terrain below the top of wall  $h = 4,80 \text{ m}$ .

**Water influence**

GWT behind the structure lies at a depth of -3,70 m

GWT in front of the structure lies at a depth of -3,70 m

Subgrade at the heel is not permeable.

Uplift in foot. bottom due to different pressures is not considered.

**Applied forces acting on the structure**

No.	Force new edit	Name	Action	F <sub>x</sub> [kN/m]	F <sub>z</sub> [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
1	Yes	Τοίχιο	permanent	0,00	11,28	0,00	-1,25	-4,80
2	Yes	Westergard (T.O.1)	permanent	-1,16	0,00	0,00	0,00	-3,16
3	Yes	Westergard (T.O.2)	permanent	-4,72	0,00	0,00	0,00	-2,32
4	Yes	Wave total (above SWL)	permanent	-2,63	0,00	0,00	0,00	-4,08
5	Yes	Wave total (below SWL)	permanent	-13,62	0,00	0,00	0,00	-2,01
6	Yes	Wave force (cope)	permanent	-0,83	0,00	0,00	0,00	-4,41
7	Yes	Wave submerged (T.O.1)	permanent	-3,95	0,00	0,00	0,00	-3,26
8	Yes	Wave force (T.O.2)	permanent	-5,33	0,00	0,00	0,00	-2,12
9	Yes	Wave force (below quay wall)	permanent	0,00	-6,79	0,00	-1,67	0,00

**Earthquake**

Factor of horizontal acceleration  $K_h = 0,1200$

Factor of vertical acceleration  $K_v = 0,0720$

Water below the GWT is free.

Specific gravity of soil particles  $G_s = 2,60$ .

**Settings of the stage of construction**

Design situation : seismic

**Verification No. 1****Forces acting on construction**

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0,00	-2,97	452,50	2,50	1,000
Earthq.- constr.	76,50	-2,64	-45,90	2,50	1,000
Active pressure	0,00	0,01	0,00	5,00	1,000
Water pressure	0,00	0,00	0,00	5,00	1,000
Earthq.- act.pressure	0,00	0,00	0,00	5,00	1,000
Dynamic water pressure	9,63	-1,47	0,00	5,00	1,000
Dyn. water pressure at the front	9,63	-1,47	0,00	5,00	1,000
Τοίχιο	0,00	-4,80	11,28	3,75	1,000
Westergard (T.O.1)	1,16	-3,16	0,00	5,00	0,000
Westergard (T.O.2)	4,72	-2,32	0,00	5,00	0,000
Wave total (above SWL)	2,63	-4,08	0,00	5,00	1,000
Wave total (below SWL)	13,62	-2,01	0,00	5,00	1,000

Name	$F_{hor}$ [kN/m]	App.Pt. z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Wave force (cope)	0,83	-4,41	0,00	5,00	0,000
Wave submerged (T.O.1)	3,95	-3,26	0,00	5,00	0,000
Wave force (T.O.2)	5,33	-2,12	0,00	5,00	0,000
Wave force (below quay wall)	0,00	0,00	-6,79	3,33	1,000

**Verification of complete wall****Check for overturning stability**Resisting moment  $M_{res} = 1058,80 \text{ kNm/m}$ Overturning moment  $M_{ovr} = 291,24 \text{ kNm/m}$ 

Safety factor = 3,64 &gt; 1,00

**Wall for overturning is SATISFACTORY****Check for slip**Resisting horizontal force  $H_{res} = 246,65 \text{ kN/m}$ Active horizontal force  $H_{act} = 112,02 \text{ kN/m}$ 

Safety factor = 2,20 &gt; 1,00

**Wall for slip is SATISFACTORY****Overall check - WALL is SATISFACTORY****Bearing capacity of foundation soil****Design load acting at the center of footing bottom**

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [-]	Stress [kPa]
1	260,17	411,09	112,02	0,127	110,09

**Service load acting at the center of footing bottom**

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	260,17	411,09	112,02

**Verification of foundation soil**

Stress in the footing bottom : trapezoid

**Eccentricity verification**Max. eccentricity of normal force  $e = 0,127$ Maximum allowable eccentricity  $e_{alw} = 0,333$ **Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY****Verification of bearing capacity**Max. stress at footing bottom  $\sigma = 144,66 \text{ kPa}$ Bearing capacity of foundation soil  $R_d = 750,00 \text{ kPa}$ 

Safety factor = 5,18 &gt; 1,00

**Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY****Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY**

**Dimensioning No. 1****Forces acting on construction**

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0,00	-0,30	144,00	2,50	1,000
Earthq.- constr.	17,28	-0,30	-10,37	2,50	1,000
Active pressure	0,00	4,21	0,00	5,00	1,000
Water pressure	0,00	4,20	0,00	5,00	1,000
Earthq.- act.pressure	0,00	4,20	0,00	5,00	1,000
Dynamic water pressure	9,63	2,73	0,00	5,00	0,000
Dyn. water pressure at the front	9,63	2,73	0,00	5,00	0,000
Τοιχίο	0,00	-0,60	11,28	3,75	1,000
Westergard (T.O.1)	1,16	1,04	0,00	5,00	0,000
Westergard (T.O.2)	4,72	1,88	0,00	5,00	0,000
Wave total (above SWL)	2,63	0,12	0,00	5,00	0,000
Wave total (below SWL)	13,62	2,19	0,00	5,00	0,000
Wave force (cope)	0,83	-0,21	0,00	5,00	1,000
Wave submerged (T.O.1)	3,95	0,94	0,00	5,00	0,000
Wave force (T.O.2)	5,33	2,08	0,00	5,00	0,000
Wave force (below quay wall)	0,00	4,20	-6,79	3,33	0,000

**Verification of construction joint above the block No.: 3****Check for overturning stability**Resisting moment  $M_{res} = 376,38 \text{ kNm/m}$ Overturning moment  $M_{ovr} = 5,36 \text{ kNm/m}$ 

Safety factor = 70,25 &gt; 1,00

**Joint for overturning stability is SATISFACTORY****Check for slip**Resisting horizontal force  $H_{res} = 86,95 \text{ kN/m}$ Active horizontal force  $H_{act} = 18,11 \text{ kN/m}$ 

Safety factor = 4,80 &gt; 1,00

**Joint for slip is SATISFACTORY****Dimensioning No. 2****Forces acting on construction**

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0,00	-1,29	263,50	2,50	1,000
Earthq.- constr.	37,02	-1,17	-22,21	2,50	1,000
Active pressure	0,00	2,81	0,00	5,00	1,000
Water pressure	0,00	2,80	0,00	5,00	1,000
Earthq.- act.pressure	0,00	2,80	0,00	5,00	1,000
Dynamic water pressure	9,63	1,33	0,00	5,00	0,000
Dyn. water pressure at the front	9,63	1,33	0,00	5,00	0,000
Τοιχίο	0,00	-2,00	11,28	3,75	1,000

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Westergard (T.O.1)	1,16	-0,36	0,00	5,00	2,000
Westergard (T.O.2)	4,72	0,48	0,00	5,00	0,000
Wave total (above SWL)	2,63	-1,28	0,00	5,00	1,000
Wave total (below SWL)	13,62	0,79	0,00	5,00	0,000
Wave force (cope)	0,83	-1,61	0,00	5,00	0,000
Wave submerged (T.O.1)	3,95	-0,46	0,00	5,00	1,000
Wave force (T.O.2)	5,33	0,68	0,00	5,00	0,000
Wave force (below quay wall)	0,00	2,80	-6,79	3,33	0,000

**Verification of construction joint above the block No.: 2****Check for overturning stability**Resisting moment  $M_{res} = 645,53 \text{ kNm/m}$ Overturning moment  $M_{ovr} = 49,21 \text{ kNm/m}$ 

Safety factor = 13,12 &gt; 1,00

**Joint for overturning stability is SATISFACTORY****Check for slip**Resisting horizontal force  $H_{res} = 126,29 \text{ kN/m}$ Active horizontal force  $H_{act} = 45,92 \text{ kN/m}$ 

Safety factor = 2,75 &gt; 1,00

**Joint for slip is SATISFACTORY****Dimensioning No. 3****Forces acting on construction**

Name	F <sub>hor</sub> [kN/m]	App.Pt. z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0,00	-2,16	358,00	2,50	1,000
Earthq.- constr.	56,76	-1,92	-34,06	2,50	1,000
Active pressure	0,00	1,41	0,00	5,00	1,000
Water pressure	0,00	1,40	0,00	5,00	1,000
Earthq.- act.pressure	0,00	1,40	0,00	5,00	1,000
Dynamic water pressure	9,63	-0,07	0,00	5,00	0,000
Dyn. water pressure at the front	9,63	-0,07	0,00	5,00	0,000
Τοιχίο	0,00	-3,40	11,28	3,75	1,000
Westergard (T.O.1)	1,16	-1,76	0,00	5,00	0,000
Westergard (T.O.2)	4,72	-0,92	0,00	5,00	2,000
Wave total (above SWL)	2,63	-2,68	0,00	5,00	1,000
Wave total (below SWL)	13,62	-0,61	0,00	5,00	0,000
Wave force (cope)	0,83	-3,01	0,00	5,00	0,000
Wave submerged (T.O.1)	3,95	-1,86	0,00	5,00	1,000
Wave force (T.O.2)	5,33	-0,72	0,00	5,00	1,000
Wave force (below quay wall)	0,00	1,40	-6,79	3,33	0,000

**Verification of construction joint above the block No.: 1****Check for overturning stability**Resisting moment  $M_{res} = 852,17 \text{ kNm/m}$

Overturning moment  $M_{ovr} = 135,76 \text{ kNm/m}$

Safety factor =  $6,28 > 1,00$

**Joint for overturning stability is SATISFACTORY**

**Check for slip**

Resisting horizontal force  $H_{res} = 167,61 \text{ kN/m}$

Active horizontal force  $H_{act} = 78,11 \text{ kN/m}$

Safety factor =  $2,15 > 1,00$

**Joint for slip is SATISFACTORY**



## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ε**

### **Διαστασιολόγηση Συστήματος Προστασίας Ποδός**

## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ε1**

### **Υπολογισμός πυθμενικής ταχύτητας**

Πλοίο Σχεδιασμού			
Length (m)	15		
Beam (Bs) (m)	4.9		
Draft (Ts) (m)	1.3		
Υπολογισμός Ισχύος και Διαμέτρου Προπέλας (Motorboat/Sailing boat)			
	428		
$P_{main}$ (kW)	856.0		
$D_{p,main}$	1.00		
Υπολογισμός Ταχύτητας Νερού από την Προπέλα			
$C_3$	1.48	free propellers	
	1.17	ducted propellers	
$f_p$	0.1	5%-15%	
$\rho_w$	1.025	ton/m <sup>3</sup>	
$V_o$ (m/s)	6.37	free propellers	
	5.04	ducted propellers	
Υπολογισμός Πυθμενικής Ταχύτητας German Approach Fuehrer Romisch & Engelke 1981			
$E_{twin}$	0.71	seaborne vessels with rudder	
	0.42	seaborne vessels without rudder	
	0.25	inland vessels with tummel stern and twin rudder configuration	
Draft (m)	1.3	Έμφορτο βύθισμα	
Depth (m)	3.5	Βάθος από τον πυθμένα	
Keel Clearance	2.2		
$h_p = h_t$	2.7		
$V_{b,max}$	1.68		
OR			
$E_{twin}$	0.42	seaborne vessels with twin propeller configuration and central rudder	
	0.52	seaborne vessels with twin propeller configuration and twin rudder	
$V_{b,max}$	2.522		
Dutch Approach Blaauw & Van de Kaa (1978) and Verheij (1983)			
$C$	0.216	non-ducted propellers	
	0.306	ducted propellers	
$V_{b,max}$	0.72		

## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ε2**

### **Διαστασιολόγηση πλάκας προστασίας ποδός**

Υπολογισμός Πάχους Πλάκας Ποδός Pilarczyk						
Dn=	0.200	m	πάχος στοιχείου θωράκισης			
h =	3.5	m	τοπικό βάθος			
Ub =	2.52		πυθμενική ταχύτητα ρεύματος			
Ψ <sub>CR</sub> =	0.07		Παρέμετρος Shields για blockmats			
g =	9.81	m/sec <sup>2</sup>	Επιτάχυνση Βαρύτητας			
Δ =	1.293		Σχετική, υπό άνωση, πυκνότητα μοναδιαίου στοιχείου προστασίας			
n=	0.000		πορόδες			
ρ <sub>s</sub> =	2.35	ton/m <sup>3</sup>	Πυκνότητα στοιχείου προστασίας			
ρ <sub>w</sub> =	1.025	ton/m <sup>3</sup>	Πυκνότητα θαλασσινού νερού			
			Σχετική, υπό άνωση, πυκνότητα στοιχείου προστασίας			
Δ <sub>m</sub> =	1.293					
Φ <sub>SC</sub> =	0.600		συντελεστής ευστάθειας για mattress 0.5-0.75			
φ =	90.0	°	γωνία τριβής στοιχείου θωράκισης (concrete mattress)			
a =	0.0	°	Γωνία Πρανούς προστασίας a:			
K <sub>s</sub> =	1.0		συντελεστής κλίσης πρανούς			
K <sub>t</sub> <sup>2</sup> =	1.5		Συντελεστής Τύρβης (increased turbulence)			
K <sub>h</sub> =	1.0		συντελεστής προφίλ ταχύτητας			
Συμπεώς :			Πάχος Στοιχείων Εκ Σκυροδέματος:		D <sub>n</sub> =	0.113 m
			Συντηρητικά Επιλέγεται:		D <sub>n</sub> =	0.200 m
Extent of bottom protection (realistic)						
b <sub>protection</sub>	3 m	μία πλάκα πλάτους 3,00 m				
Έλεγχος Δυνάμεων						
C <sub>L</sub>	0.600	lift factor				
V <sub>bottom</sub>	2.52					
Δp	1.96	<	2.60	OK		
SF	1.33					

## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ε3**

### **Διαστασιολόγηση πρανούς θωράκισης ποδός**

Υπολογισμός Βάρους Φυσικών Ογκολίθων Προστασίας Pilarczyk					
$D_{50} = (?)$	0.69	m	mean shieve size		
$D_n =$	0.58	m	median nominal diameter		
$h =$	3.5	m	water depth		
$U_b =$	2.52	m/sec	bottom orbital velocity		
$\Psi_{CR}$	0.035		critical mobility parameter for the protection element		
$g =$	9.81	m/sec <sup>2</sup>	gravity acceleration		
$\Delta =$	1.537		relative buoyant desnsity of the protection element		
$n =$	0.000		porosity		
$\rho_s =$	2.6	ton/m <sup>3</sup>	density of the protection element		
$\rho_w =$	1.025	ton/m <sup>3</sup>	density of sea water		
$\Delta_m =$	1.537		relative buoyant desnsity of the protection element		
$\Phi =$	0.930		stability correction factor		
$\varphi =$	39.0	°	angle of response of the protection element		
$\tan(a) =$	0.667		angle of protection section a:		33.7
$K_s =$	0.472		side slope factor		
$K_t =$	1.7		Turbulence factor		
<b>Not fully developed velocity profile</b>			1		$\Delta h$ Depth Factor
<b>Fully developed logarithmic velocity profile</b>			2		40.1411
<b>Choice(?) =</b>	2				
$k_s (?) =$	1.159		roughness height		(2 x $D_n$ )
$K_n =$	0.822		velocity profile factor		
<b>Median nominal diameter:</b>		$D_n =$	0.58	m	
<b>Weight of armour stone:</b>		$W_{50} =$	506.2	kg	
<b>Οι Φ.Ο. προστασίας διατάσσονται σε 2 στρώσεις. Το συνολικό πάχος ισούται με <math>2 \times D_n = 1.2m</math></b>					

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΣΤ**  
**Γεωτεχνικοί υπολογισμοί &**  
**Αριθμητικές αναλύσεις**



## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΣΤ-1**

### **Χρονική εξέλιξη στερεοποίησης**

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΣΤ-1

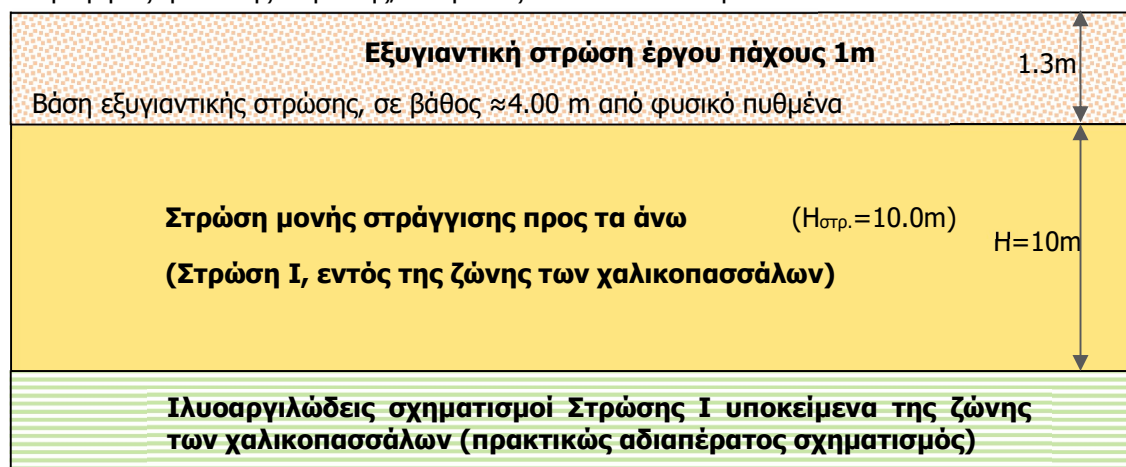
## ΧΡΟΝΙΚΗ ΕΞΕΛΙΞΗ ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΣΗΣ

## 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στις παραγράφους που ακολουθούν πραγματοποιείται εκτίμηση της χρονικής εξέλιξης της στερεοποίησης για την εντός της ζώνης χαλικοπασσάλων αργιλική Στρώση I, επί τη βάση της προτεινόμενης λύσης θεμελίωσης, όπως περιγράφεται στη § 6.3 του παρόντος Τεύχους Υπολογισμών και αναλυτικά στο κεφάλαιο Τεχνικής Περιγραφής της Τεχνικής Έκθεσης της Οριστικής Μελέτης του έργου. Σύμφωνα με την ως άνω προτεινόμενη λύση, προβλέπεται υποκείμενα της θεμελίωσης του νέου έργου η κατασκευή χαλικοπασσάλων ονομαστικής διαμέτρου 0.90m, σε τετραγωνικό κάνναβο 2.0x2.0m οι οποίοι θα διεισδύουν σε βάθος 10m εντός των αργιλικών σχηματισμών της Στρώσης I, μετρούμενο από τον τελικό πυθμένα του υφαλαύλακα εξυγίανσης του έργου.

Λαμβάνεται σύμφωνα με τα παραπάνω, για την προσομοίωση των συνθηκών κατακόρυφης στράγγισης της Στρώσης I, στρώμα πάχους 10m, μονά στραγγιζόμενο προς τα πάνω διαμέσου της υψηλής διαπερατότητας εξυγιαντικής στρώσεως του πυθμένα εντός της οποίας και προβλέπεται να εγκιβωτισθούν οι κεφαλές των χαλικοπασσάλων. Το ως άνω γεωτεχνικό προφίλ στράγγισης παρουσιάζεται σχηματικά στην εικόνα που ακολουθεί.

Οροφή εξυγιαντικής στρώσης, σε βάθος  $\approx 2.70\text{m}$  από φυσικό



Εικόνα ΣΤ-1 - 1-1: Θεωρηθέν προφίλ κατακόρυφης στράγγισης Στρώσης I εντός της ζώνης των χαλικοπασσάλων



## 2 ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ – ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

### 2.1 Κατακόρυφη στράγγιση

Υπολογίζεται αρχικώς ο χρονικός παράγοντας κατακόρυφης μονής στράγγισης από τη σχέση:

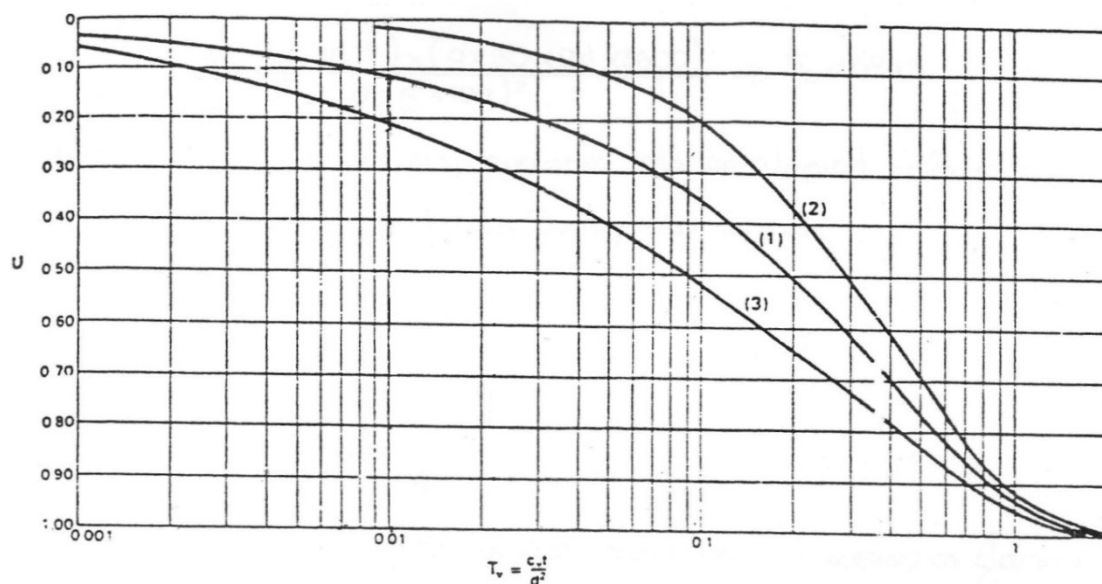
$$T_v = \frac{c_v \cdot t}{(H/2)^2}, \text{ όπου } t \text{ σε sec}$$

όπου, για  $c_v = 2.5 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{sec}$  (βλ. § 6.2 Τεύχους Υπολογισμών) και πάχος στρώσης  $H = 10\text{m}$ , μονά στραγγιζόμενο προς τα άνω, προκύπτει,

$$T_v = \frac{2.50 \cdot 10^{-7} \cdot t}{(10)^2} \cdot 3600 \cdot 24 \cdot 30 = 0.00648 \cdot t, \text{ όπου } t \text{ σε μήνες}$$

Με βάση τον χρονικό παράγοντα  $T_v$ , υπολογίζεται με τη βοήθεια του διαγράμματος που ακολουθεί ο βαθμός κατακόρυφης στερεοποίησης για τα διάφορα χρονικά σημεία  $t$ . Λαμβάνεται συντηρητικώς υπόψη η καμπύλη (1) του διαγράμματος, που αφορά σε τετραγωνικό διάγραμμα τάσεων σταθερό με το βάθος.

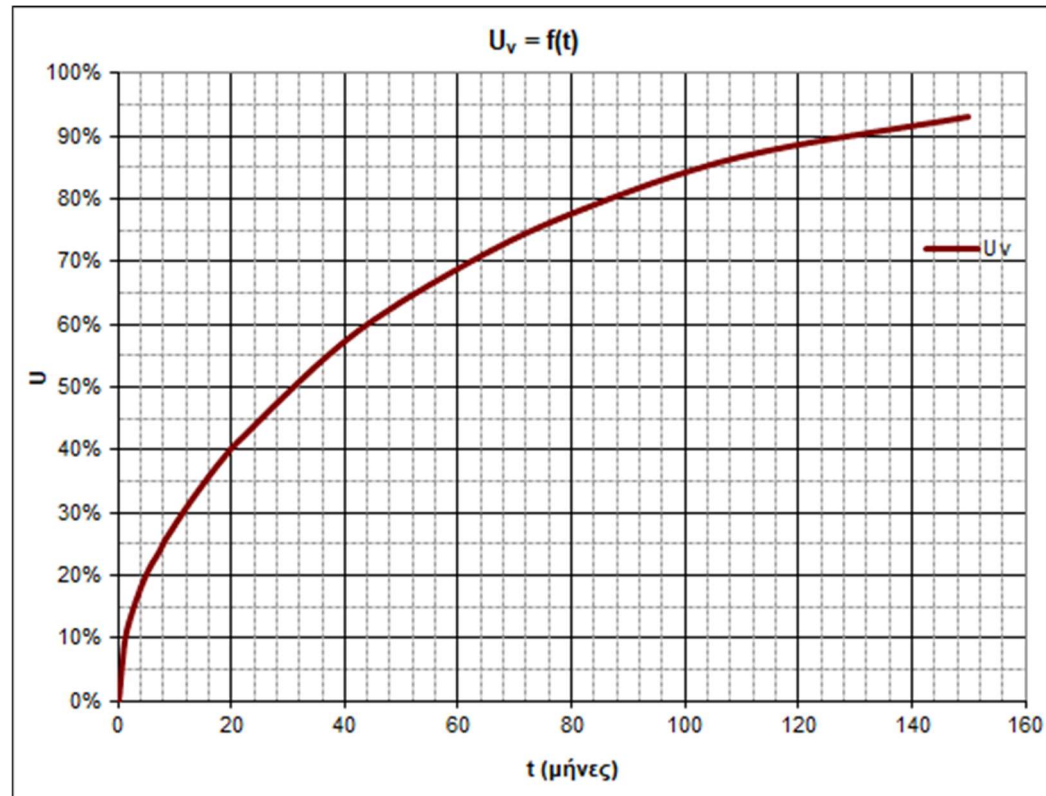
Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον πίνακα και το διάγραμμα που ακολουθούν



Εικόνα ΣΤ-1 - 2-1: Διάγραμμα συσχέτισης χρονικού παράγοντα  $T_v$  με τον βαθμό στερεοποίησης

<b>t (Μήνες)</b>	<b>T<sub>v</sub></b>	<b>U<sub>v</sub></b>
0,0	0,00	0,0%
1,0	0,01	9,3%
2,0	0,01	13,1%
3,0	0,02	15,9%
4,0	0,03	18,4%
5,0	0,03	20,5%
6,0	0,04	22,1%
7,0	0,05	23,6%
8,0	0,05	25,4%
9,0	0,06	26,8%
10,0	0,06	28,2%
11,0	0,07	29,6%
12,0	0,08	30,9%
13,0	0,08	32,2%
14,0	0,09	33,5%
15,0	0,10	34,7%
16,0	0,10	35,9%
17,0	0,11	37,1%
18,0	0,12	38,2%
19,0	0,12	39,3%
20,0	0,13	40,4%
40,0	0,26	57,3%
60,0	0,39	68,8%
80,0	0,52	77,5%
110,0	0,71	86,6%
150,0	0,97	92,9%

**Πίνακας ΣΤ - 1 - 2-1: Χρονική εξέλιξη στερεοποίησης για μονή κατακόρυφη στράγγιση της Στρώσης Ι**



**Εικόνα ΣΤ-1 - 2-2: Διάγραμμα κατακόρυφης στράγγισης Στρώση Ι συναρτήσει του χρόνου**

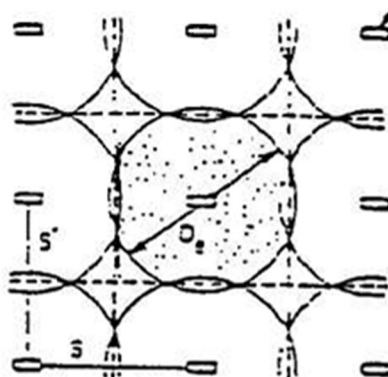
Από τα παραπάνω προκύπτει ότι, προκειμένου να ολοκληρωθεί η στερεοποίηση μονής στραγγιζόμενης στρώσεως πάχους 10m με τα χαρακτηριστικά της Στρώσης Ι (θεωρείται ότι πρακτικώς ολοκληρώνεται με την επίτευξη βαθμού στερεοποίησης ίσου περίπου με 92%) απαιτούνται περίπου 150 μήνες, ήτοι 12.5 έτη.

## 2.2 Στερεοποίηση στρώσης παρουσία χαλικοπασσάλων

Αποτιμάται ακολούθως η επιτάχυνση της στερεοποίησης της Στρώσης Ι παρουσία των χαλικοπασσάλων, λόγω της ταχείας ακτινικής στράγγισης που αυτοί προσδίδουν στην εδαφική μάζα.

Ακολουθείται εν γένει η μεθοδολογία όπως παρουσιάζεται στο "Improvement Technics of Soft Ground in Subsiding and Lowland Environment", D.T. Bergado, J.C. Chai, M.C. Alfaro, A.S. Balasubramaniam, (βλ. [ix] § 6.1.3 Τεύχους Υπολογισμών).

Λαμβάνονται υπόψη χαλικοπάσσαλοι ονομαστικής διαμέτρου,  $D = 0.90\text{m}$ , σε τετραγωνικό κάρναβο με πλευρά διαστάσεων,  $s = 2.0\text{m}$ , οπότε η ακτίνα επιρροής εκάστου χαλικοπασσάλου προκύπτει ίση προς:  $D_e = 2 \cdot R_e = 1.13 \cdot S = 1.13 \cdot 2.0 = 2.26\text{m}$ .



Εικόνα ΣΤ-1 - 2-3: Διάταξη χαλικοπασσάλων σε τετραγωνικό κάρναβο

Ο χρονικός παράγοντας οριζόντιας ακτινικής στράγγισης δίδεται από τη σχέση:

$$T_r = \frac{c_r \cdot t}{D_e^2}$$

όπου,

$c_r$ : ο συντελεστής οριζόντιας στερεοποίησης, λαμβάνεται ίσος προς,  $c_r = 2 \cdot c_v = 5.0 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{sec}$ , για στρωσιγενείς ιζηματογενείς αποθέσεις με ενδιάμεσους φακούς και ενστρώσεις αυξημένης διαπερατότητας (βλ. [ix] § 6.1.3 Τεύχους Υπολογισμών).

Λαμβάνοντας υπόψη τα παραπάνω, ο χρονικός παράγοντας οριζόντιας ακτινικής στράγγισης συναρτήσει του χρόνου, προκύπτει ίσος προς:

$$T_r = \frac{5.0 \cdot 10^{-7} \cdot t}{2.26^2} = 0.254 \cdot t, \text{ όπου } t \text{ σε μήνες}$$

Ο βαθμός ακτινικής στερεοποίησης δίδεται από την ακόλουθη σχέση:

$$U_R = 1 - e^{(-8 \cdot T_R / F)}$$

όπου  $F$ , συντελεστής ο οποίος εξαρτάται: α) από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των χαλικοπασσάλων ( $F(n)$ ), β) από τα χαρακτηριστικά της ζώνης αναμόχλευσης (smear zone) όπως περιγράφεται στη συνέχεια ( $F_s$ ) και γ) από την παροχευτικότητα των στραγγιστικών μέσων ( $F_r$ ), δίδεται δε από την σχέση:

$$F = F(n) + F_s + F_r$$

Όπου,

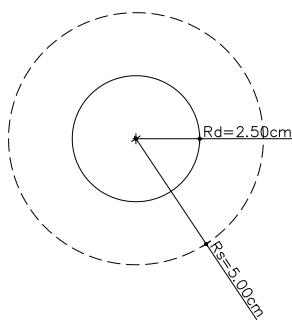
$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - 0.75 + \frac{1}{4 \cdot n^2} F_s = \left( \frac{k_h}{k_s} - 1 \right) \cdot \ln \left( \frac{D_s}{D_d} \right)$$

$$F_r = \pi \cdot z \cdot (2 \cdot H_{\sigma\tau\rho} - z) \cdot \frac{k_r}{q_w}$$

όπου,  $k_r$  η οριζόντια διαπερατότητα της αργιλικής στρώσης που λαμβάνεται ίση προς δύο φορές την κατακόρυφη  $k_v$  και δύναται να αποτιμηθεί βάσει της ακόλουθης σχέσης της γεωτεχνικής μηχανικής,

$$k_r = \frac{c_r \cdot \gamma_w}{E_s} = \frac{5.0 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{sec} \cdot 10 \text{ kN/m}^3}{3000 \text{ kPa}} = 1.67 \cdot 10^{-9} \text{ m/sec}$$

Λαμβάνοντας υπόψη τις διαστάσεις καννάβου και τα λοιπά γεωμετρικά χαρακτηριστικά των χαλικοπασσάλων προκύπτει,  $n = D_e/D_d = 2.26/0.90 = 2.51$ . Η ζώνη αναμόχλευσης, λαμβάνεται ίση προς,  $R_s/R_d = 2.0$  ( $R_s = 0.90 \text{ m}$ ,  $R_d = 0.45 \text{ m}$ ). Η οριζόντια προς την κατακόρυφη διαπερατότητα εντός της ζώνης αυτής λαμβάνεται συντηρητικώς,  $K_{rs}/K_v = c_{rs}/c_v = 1.0$  (βλ. ix § 6.1.3 Τεύχους Υπολογισμών) και άρα,  $K_r/K_{rs} = 2.0$ .



**Εικόνα ΣΤ-1 - 2-4: Smear zone (Ζώνη αναμόχλευσης)**

Η παροχευτικότητα των χαλικοπασσάλων λαμβάνεται συντηρητικώς, ίση προς,  $q_w = 1.0 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{sec}$  (αντιπροσωπευτική αμμοχαλικώδους υλικού), ενώ ως χαρακτηριστικό βάθος λαμβάνεται το ήμισυ του θεωρηθέντος πάχους στράγγισης της Στρώσης Ι, ήτοι,  $z = H_{\sigma\tau\rho}/2 = 10\text{m}/2 = 5.0\text{m}$ . Με αντικατάσταση των παραπάνω προκύπτει:



$$F(n) = \frac{2.51^2}{2.51^2 - 1} \ln(2.51) - 0.75 + \frac{1}{4 \cdot 2.51^2} = 0.384$$

$$F_s = \left( \frac{k_h}{k_s} - 1 \right) \cdot \ln \left( \frac{D_s}{D_d} \right) = (2.00 - 1) \cdot \ln(2.0) = 0.693$$

$$F_r = \pi \cdot 5.0 \cdot (2 \cdot 10 - 5.0) \cdot \frac{1.67 \cdot 10^{-9}}{1.0 \cdot 10^{-4}} = 0.00393$$

Άρα,  $F=1.081$

Ο βαθμός ακτινικής στερεοποίησης συναρτήσει του χρόνου προκύπτει ίσος προς,

$$U_R = 1 - e^{\left(-8 \cdot \frac{0.25}{1.081}\right)}$$

Η συνολική στερεοποίηση λαμβάνοντας υπόψη και την συμμετοχή της κατακόρυφης στράγγισης της στρώσης, υπολογίζεται τελικώς από την σχέση:

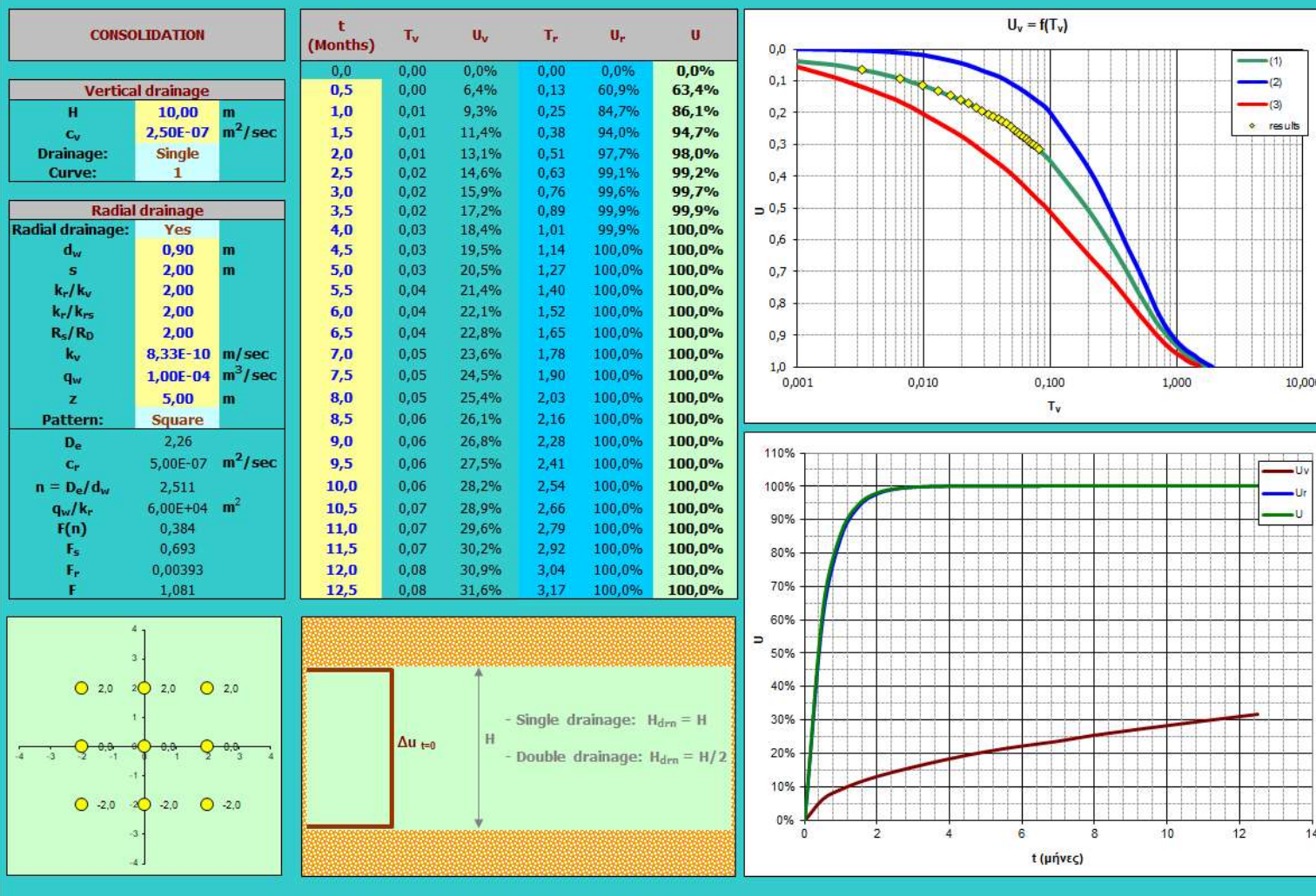
$$U = 1 - (1 - U_v) \cdot (1 - U_R)$$

Τα παραπάνω εφαρμόστηκαν σε υπολογιστικό φύλλο, τα αποτελέσματα του οποίου παρουσιάζονται στην επόμενη σελίδα. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα αυτά, προκύπτει ότι, προκειμένου να ολοκληρωθεί η στερεοποίηση της Στρώσης Ι (σε βαθμό 92%), παρουσία των χαλικοπασσάλων, απαιτείται 1.5 μήνας, ενώ στο προβλεπόμενο χρονικό διάστημα παραμονής των **2 μηνών** του έργου μετά την ολοκλήρωση της Α' Φάσης Κατασκευής (βλ. § 6.3 Τεύχους Υπολογισμών), θα έχει ολοκληρωθεί το 98% ( $\approx 100\%$ ) της στερεοποίησης στην εντός της ζώνης των χαλικοπασσάλων περιοχή.

Λαμβανομένου υπόψη του ως άνω αποτελέσματος, θεωρείται, για λόγους απλοποίησης των αναλύσεων, κατά τους γεωτεχνικούς ελέγχους καθιζήσεων και γενικής ευστάθειας, ότι μετά από παραμονή του έργου για χρονικό διάστημα 2 μηνών σε ενδιάμεση κατασκευαστική φάση, ολοκληρώνεται το 100% της στερεοποίησης της εντός ζώνης χαλικοπασσάλων Στρώσης Ι και αναλαμβάνεται το σύνολο των καθιζήσεων εκ στερεοποίησης εντός της ζώνης αυτής, λόγω των επιβαλλόμενων κατά τη φάση αυτή φορτίων.

Για τη Στρώση Ι εκτός της ζώνης των χαλικοπασσάλων, λαμβανομένου υπόψη του ιδιαίτερα χαμηλού βαθμού στερεοποίησης που επιτυγχάνεται στο προβλεπόμενο χρονικό διάστημα παραμονής των 2 μηνών ( $U \approx 13\%$  για πάχος στρώσης μόλις 10m), αγνοείται συντηρητικώς η όποια στερεοποίηση της στρώσης λαμβάνει χώρα κατά τη φάση κατασκευής του έργου.

## ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑΣ ΚΑΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗΣ ΣΤΡΑΓΓΙΣΗΣ ΕΔΑΦΩΝ



## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΣΤ-2**

**Υπολογισμός βελτιωμένων παραμέτρων μικτού εδάφους  
λόγω κατασκευής χαλικοπασσάλων**

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΣΤ-2****ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΒΕΛΤΙΩΜΕΝΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΜΙΚΤΟΥ  
ΕΔΑΦΟΥΣ ΛΟΓΩ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΧΑΛΙΚΟΠΑΣΣΑΛΩΝ****1 ΓΕΝΙΚΑ**

Στις παραγράφους που ακολουθούν αποτιμώνται οι βελτιωμένες παράμετροι αντοχής και συμπίεστότητας του μικτού εδάφους λόγω της κατασκευής των χαλικοπασσάλων.

Η βελτίωση αυτή οφείλεται αφενός στην εγκατάσταση εντός του εδάφους των αυξημένης αντοχής και ακαμψίας κατακόρυφων στηλών των χαλικοπασσάλων, αφετέρου στη ταχεία στερεοποίηση που αναμένεται να λάβει χώρα στο έδαφος θεμελίωσης εντός της ζώνης αυτής κατά τη φάση κατασκευής του έργου, σύμφωνα με τα προβλεπόμενα στην § 6.3 του Τεύχους Υπολογισμών.

**2 ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΒΕΛΤΙΩΜΕΝΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΤΟΥ ΜΙΚΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ****2.1 Γενικά**

Οι βελτιωμένες γεωτεχνικές παράμετροι του μικτού εδάφους υπολογίζονται βάσει της προτεινόμενης μεθοδολογίας κατά Priebe 1995, ([xv], § 6.1.3), τα βασικά σημεία της οποίας παρουσιάζονται στις παραγράφους που ακολουθούν.

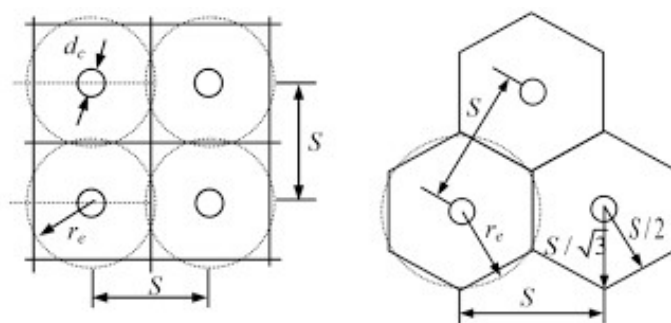
**2.2 Βασικές αρχές υπολογισμού**

Η ζώνη επιρροής κάθε χαλικοπασσάλου επί του περιβάλλοντος αυτού εδάφους προσεγγίζεται από ισοδύναμη κυκλική επιφάνεια, διαμέτρου:

$$D_e = 1.13 \cdot s, \text{ για διάταξη τετραγωνικού καννάβου} \quad (\Sigma\text{T} - 1)$$

$$D_e = 1.05 \cdot s, \text{ για διάταξη ισόπλευρου τριγωνικού καννάβου} \quad (\Sigma\text{T} - 2)$$

Όπου,  $s$ , οι αξονικές αποστάσεις μεταξύ των διαδοχικών χαλικοπασσάλων.

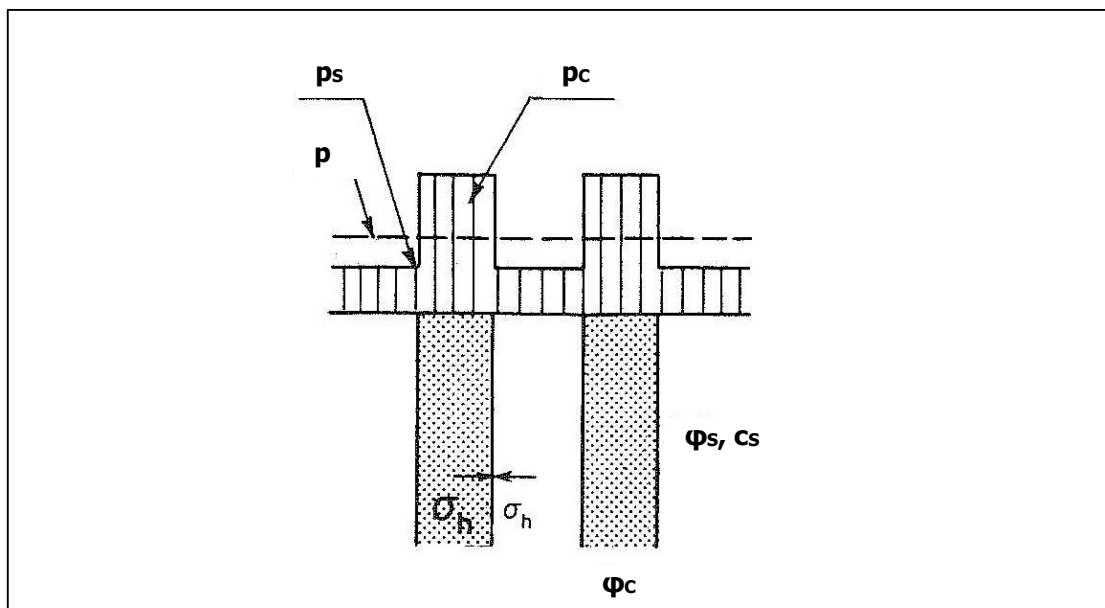


**Εικόνα ΣΤ-2 - 2-1: Κάτοψη μικτού εδάφους για 4-γωνικό και 3-γωνικό κάρναβο Χ/Π**

Ορίζεται ο συντελεστής αντικατάστασης του μικτού εδάφους,  $a_s$ , ως ο λόγος της επιφάνειας της διατομής του χαλικοπασσάλου (διαμέτρου  $D$ ) προς την αντίστοιχη της ισοδύναμης κυλινδρικής ζώνης επιρροής του στο περιβάλλον έδαφος (διαμέτρου  $D_e$ ), όπως ορίζεται από τη σχέση.

$$a_s = \frac{A_s}{A} = \left( \frac{D}{D_e} \right)^2 \quad (\Sigma\Gamma - 3)$$

Θεωρώντας κοινή κατακόρυφη μετατόπιση μεταξύ εδάφους και χαλικοπασσάλου υπό την επιβολή ομοιόμορφα κατανεμημένου φορτίου στην επιφάνεια του μικτού εδάφους, αναπτύσσεται συγκέντρωση τάσεων στο εσωτερικό του χαλικοπασσάλου (ο οποίος και τυγχάνει μεγαλύτερης ακαμψίας από το περιβάλλον έδαφος) και αντίστοιχα αποτόνωση των πιέσεων στο ασθενέστερο περιβάλλον αυτού έδαφος. Η ως άνω συγκέντρωση τάσεων εκφράζεται από τον λόγο,  $p_c/p_s$ , (όπου  $p_c$  και  $p_s$  οι αναπτυσσόμενες τάσεις αντίστοιχα στην κεφαλή του χαλικοπασσάλου και την επιφάνεια του περιβάλλοντος εδάφους, όπως προκύπτουν κατόπιν ομοιόμορφης φόρτισης  $p$  της όλης επιφάνειας του μικτού εδάφους).



**Εικόνα ΣΤ-2 - 2-2: Συγκέντρωση τάσεων στους χαλικοπασσάλους και το περιβάλλον έδαφος**

Η επιβαλλόμενη μέση τάση,  $p$ , επί μεμονωμένης κυψέλης (unit cell area), μικτού εδάφους δεδομένου συντελεστή αντικατάστασης,  $a_s$ , δύναται να εκφρασθεί συναρτήσει της συγκέντρωσης τάσεων στον χαλικοπάσσαλο και το περιβάλλον αυτού έδαφος μέσω της σχέσης:

$$p = p_c \cdot a_s + p_s \cdot (1 - a_s) \quad (\Sigma\tau - 4)$$

Από την παραπάνω σχέση, προκύπτουν οι συγκεντρωμένες τάσεις στον χαλικοπάσσαλο και το έδαφος, συναρτήσει του λόγου συγκέντρωσης τάσεων, ίσες προς,

$$p_c = \frac{\left(\frac{p_c}{p_s}\right) \cdot p}{1 + \left(\left(\frac{p_c}{p_s}\right) - 1\right) a_s} \quad (\Sigma\tau - 5)$$

$$p_s = \frac{p}{1 + \left(\left(\frac{p_c}{p_s}\right) - 1\right) a_s} \quad (\Sigma\tau - 6)$$

Ο λόγος συγκέντρωσης τάσεων,  $p_c/p_s$ , δύναται να εκφρασθεί συναρτήσει του συντελεστή βελτίωσης,  $n$ , (για τον οποίο γίνεται λόγος στην επόμενη παράγραφο), μέσω της σχέσης.

$$\frac{p_c}{p_s} = \frac{n - (1 - a_s)}{a_s} \quad (\Sigma\tau - 7)$$

## 2.3 Συντελεστής βελτίωσης

### 2.3.1 Ορισμός

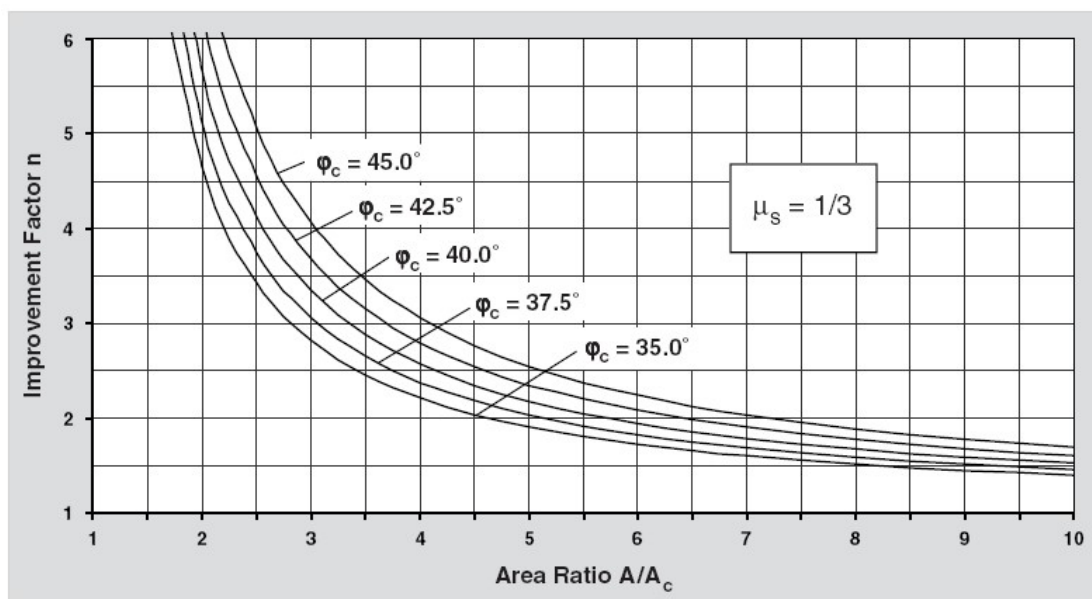
Ως συντελεστής βελτίωσης ορίζεται ο λόγος της καθίζησης του μικτού βελτιωμένου εδάφους λόγω της κατασκευής των χαλικοπασσάλων, προς την αντίστοιχη του αρχικού αβελτίωτου.

$$n = \frac{\rho_{composite}}{\rho_{unimproved soil}} \quad (\Sigma\tau - 8)$$

Ο εν λόγω συντελεστής, υπολογίζεται σύμφωνα με την προτεινόμενη κατά Priebe (1995) μεθοδολογία (βλ. [xv], § 6.1.3), μέσω των ακόλουθων τριών βημάτων υπολογισμού.

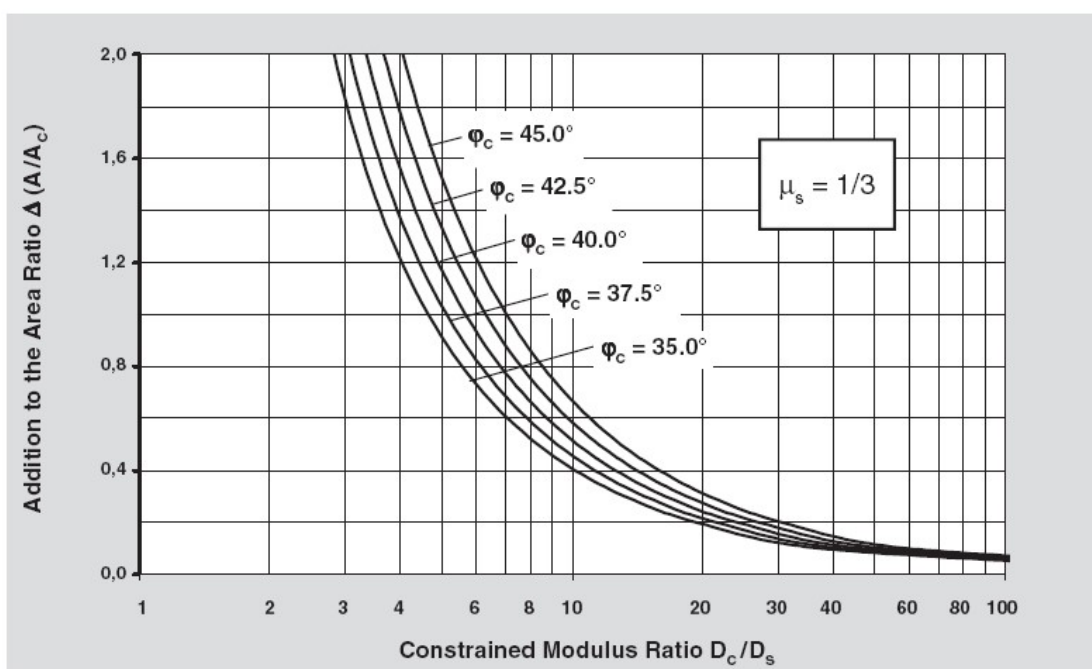
### 2.3.2 Βασικός συντελεστής βελτίωσης, $n_0$

Υπολογίζεται αρχικώς, από το διάγραμμα που ακολουθεί, ο βασικός συντελεστής βελτίωσης,  $n_0$ , του βελτιωμένου εδάφους, υπό τη θεώρηση πλήρως ασυμπίεστου του υλικού του χαλικοπασσάλου.

Εικόνα ΣΤ-2 - 2-3: Διάγραμμα αποτίμησης του βασικού συντελεστή βελτίωσης,  $n_0$ 

### 2.3.3 Διορθωμένος συντελεστής βελτίωσης λόγω συμπιεστότητας των χαλικοπασσάλων, $n_1$

Η συμπιεστότητα της κολώνας του χαλικοπασσάλου υπεισέρχεται στο προσομοίωμα, μέσω της προσαύξησης του αντιστρόφου του συντελεστή αντικατάστασης,  $A/A_c$  ( $=1/a_s$ ), κατά ποσότητα  $\Delta(A/A_c)$ , η οποία εξαρτάται από τον λόγο των μέτρων συμπιεστότητας της κολώνας και του περιβάλλοντος αυτής εδάφους,  $E_c/E_s$  (or  $D_c/D_s$ ), δύναται δε να αποτιμηθεί μέσω του ακόλουθου διαγράμματος.





**Εικόνα ΣΤ-2 - 2-4: Διαγράμμα αποτίμησης του συντελεστή βελτίωσης,  $n_1$ , λαμβανομένης υπόψη της συμπίεστότητας του χαλικοपाσσάλου**

Επανεκτιμάται, ο συντελεστής βελτίωσης,  $n_1$ , μέσω του διαγράμματος στην Εικόνα ΣΤ-2 - 2-3, αλλά για έναν διορθωμένο λόγο επιφανειών,  $\overline{(A/A_c)} = A/A_c + \Delta(A/A_c) = 1/a_{s,1}$ , οδηγώντας έτσι σε μειωμένη τιμή συντελεστή βελτίωσης,  $n_1 < n_0$ .

**2.3.4 Περαιτέρω αναπροσαρμογές και έλεγχοι συμβατότητας του συντελεστή βελτίωσης****2.3.4.1 Έλεγχος συμβατότητας καθιζήσεων**

Διασφαλίζεται ότι η καθίζηση της μεμονωμένης κολώνας χαλικοपाσσάλου λόγω της ίδιας συμπίεστότητάς της, δεν υπερβαίνει την αντίστοιχη του περιβάλλοντος εδάφους λόγω της ίδιας συμπίεστότητας του τελευταίου, υπό τα φορτία όπως ανακατανέμονται και συγκεντρώνονται σε κάθε μία από τις δύο επιφάνειες (εδάφους και χαλικοपाσσάλου) της μεμονωμένης κυψέλης του μικτού εδάφους. Ο ως άνω έλεγχος συμβατότητας πληρείται μέσω των κάτωθι εξισώσεων.

$$n_{2, \text{settle}} = \min(n_{\max, \text{settle}}, n_1) \quad (\Sigma\text{T} - 9)$$

$$n_{\max, \text{settle}} = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left( \frac{D_c}{D_s} - 1 \right) \quad (\Sigma\text{T} - 10)$$

Όπου,  $n_{2, \text{settle}}$ , ο αναπροσαρμοσμένος συντελεστής βελτίωσης βάσει του ελέγχου συμβατότητας καθιζήσεων.

**2.3.4.2 Έλεγχος συμβατότητας φέρουσας ικανότητας**

Διασφαλίζεται η μη υπέρβαση της φέρουσας ικανότητας του χαλικοπασσάλου για τα φορτία που συγκεντρώνονται στην κεφαλή του. Ο ως άνω έλεγχος συμβατότητας πληρείται μέσω των κάτωθι εξισώσεων.

$$n_{2, b.c.} = \min(n_{\max, b.c.}, n_1) \quad (\Sigma\text{T} - 11)$$

$$n_{\max, b.c.} = a_{s,1} \cdot \left( \left( \frac{p_c}{p_s} \right)_{\max, b.c.} - 1 \right) + 1 \quad (\Sigma\text{T} - 12)$$

Όπου,

$n_{2, b.c.}$ : ο αναπροσαρμοσμένος συντελεστής βελτίωσης βάσει του ελέγχου συμβατότητας φέρουσας ικανότητας του χαλικοπασσάλου

$(p_c/p_s)_{max, b.c.}$ : ο μέγιστος συντελεστής συγκέντρωσης τάσεων πέραν του οποίου επέρχεται υπέρβαση της φέρουσας ικανότητας του χαλικοπασσάλου, όπως υπολογίζεται από τη σχέση,

$$\left(\frac{p_c}{p_s}\right)_{max, b.c.} = \frac{1 - a_{s,1}}{\frac{p \cdot F \cdot S}{q_{ult}} - a_{s,1}} \quad (\Sigma\Gamma - 13)$$

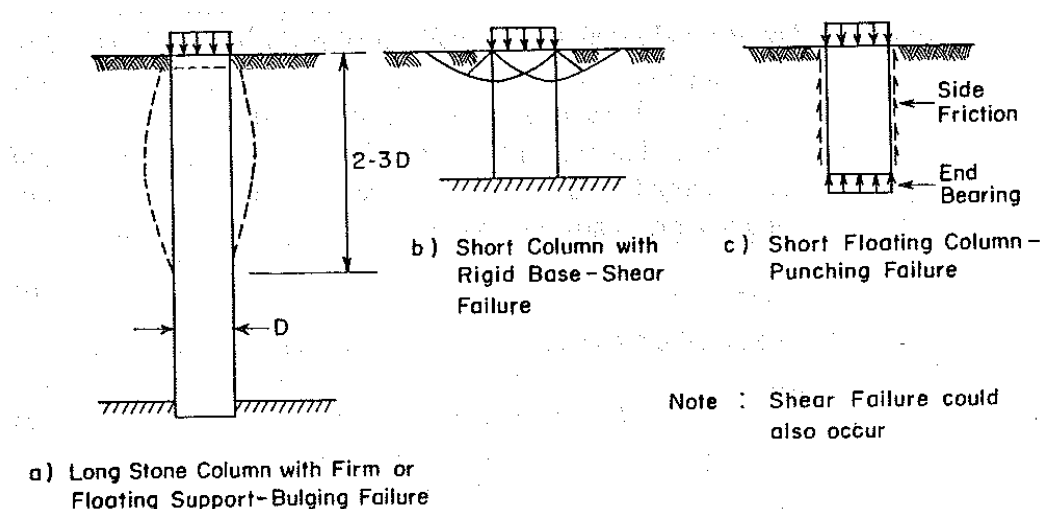
όπου,

$q_{ult}$ : η φέρουσα ικανότητα του μεμονωμένου χαλικοπασσάλου, όπως αναλύεται διεξοδικά στη συνέχεια.

$p$ : η μέση επιβαλλόμενη τάση στους χαλικοπασσάλους και το έδαφος.

$F.S.$ : συντελεστής ασφαλείας επί της φέρουσας ικανότητας, (υιοθετήθηκε τιμή 1.5).

Οι συνήθεις μηχανισμοί αστοχίας φέρουσας ικανότητας μεμονωμένου χαλικοπασσάλου παρουσιάζονται στην εικόνα που ακολουθεί και περιλαμβάνουν τους εξής τρεις τύπους αστοχίας, α) τριαξονικής φόρτισης, β) επιφανειακής θεμελίωσης και γ) μεμονωμένου πασσάλου.



**Εικόνα ΣΤ-2 - 2-5: Μηχανισμοί αστοχίας μεμονωμένου χαλικοπασσάλου (Barksdale, Bachus 1983)**

Η πλέον συνήθης μορφή αστοχίας χαλικοπασσάλων μεγάλου μήκους, είναι αυτή της τριαξονικής φόρτισης. Ο ως άνω μηχανισμός αστοχίας δύναται να ενεργοποιηθεί, είτε η αιχμή του χαλικοπασσάλου βρίσκεται «αιωρούμενη» επί μαλακού εδάφους, είτε αυτή εδράζεται εντός σκληρού υποστρώματος. Η φέρουσα ικανότητα έναντι αστοχίας της ως άνω μορφής, προσδιορίζεται για την περίπτωση συνεκτικών λεπτόκοκκων εδαφών τόσο υπό αστράγγιστες όσο και υπό πλήρως στραγγιζόμενες συνθήκες, βάσει των σχέσεων που ακολουθούν (Hughes & Withers 1974, Greenwood 1970 αντίστοιχα),

λαμβάνεται δε κατά τον σχεδιασμό η χαμηλότερη εκ των προκυπτουσών τιμών. Οι σχέσεις αυτές βασίζονται στην παραδοχή ότι η επιβαλλόμενη πλευρική πίεση που συγκρατεί τον χαλικοπάσσαλο εξισώνεται με την οριακή πίεση που δύναται να παραλάβει το έδαφος καθώς ο χαλικοπάσσαλος διογκώνεται προς τα έξω.

➤ Αστράγγιστες:  $q_{ult} = (\sigma_{r0} + 4 \cdot c_{u,d}) \cdot K_{p,c}$  (ΣΤ - 14)

➤ Στραγγιζόμενες:  $q_{ult} = [(p_s + \gamma_s \cdot d) \cdot K_{p,s} + 2 \cdot c_s \cdot \sqrt{K_{p,s}}] \cdot K_{p,c}$  (ΣΤ - 15)

όπου,

$\gamma_s$ : το φαινόμενο (ή υπό άνωση) βάρος του περιβάλλοντος τον χαλικοπάσσαλο εδάφους

$c_s$ : η ενεργός συνοχή του εδάφους

$c_{u,d}$ : η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους σε βάθος,  $d$ , από την κεφαλή του

$d$ : το βάθος από την κεφαλή του χαλικοπασσάλου μέχρι το μέσο της ζώνης διόγκωσής του, θεωρείται ίσο προς  $1.50 \cdot D$ , όπου  $D$  η διάμετρος του χαλικοπασσάλου (βλ. Εικόνα ΣΤ-2 - 2-5).

$K_{p,c}$ ,  $K_{p,s}$ : οι συντελεστές παθητικής ώθησης του χαλικοπασσάλου και του περιβάλλοντος εδάφους αντίστοιχα, όπως υπολογίζονται από τη σχέση,  $K_p = \tan^2(45 + \varphi'/2)$ , όπου,  $\varphi'$  ή ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής του χαλικοπασσάλου ( $\varphi'_c$ ) ή του περιβάλλοντος εδάφους ( $\varphi'_s$ ).

$p_s$ : η ανακατανεμημένη στο έδαφος κατακόρυφη ενεργός τάση στη στάθμη κεφαλής του χαλικοπασσάλου, όπως υπολογίζεται από τη σχέση (ΣΤ - 6)

$\sigma'_{r0}$ : η ενεργός πλευρική ακτινική πίεση του εδάφους επί της παραπλεύρου επιφάνειας του χαλικοπασσάλου, σε βάθος,  $d$ , από την κεφαλή του, όπως υπολογίζεται από τη σχέση,  $\sigma_{r0} = K_0 \cdot (p_s + d \cdot \gamma_s)$

#### 2.3.4.3 Συντελεστής βελτίωσης σχεδιασμού, $n_{2,d}$

Ο συντελεστής βελτίωσης σχεδιασμού λαμβάνεται τελικώς ίσος προς,

$$n_{2,d} = \min(n_{2,settles}, n_{2,b.c.}) \quad (\Sigma\Gamma - 16)$$

## 2.4 Ισοδύναμες γεωτεχνικές παράμετροι του μικτού εδάφους

Υπολογίζονται ακολούθως οι ισοδύναμες σταθμισμένες μέσες παράμετροι του μικτού εδάφους, οι οποίες και λαμβάνονται υπόψη στους ελέγχους ευστάθειας και καθιζήσεων του έργου, εντός της ζώνης των χαλικοπασσάλων.

Το σταθμισμένο μέσο φαινόμενο βάρος, η ενεργός συνοχή και η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του μικτού εδάφους υπολογίζονται από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$\gamma^* = (1 - \alpha_s) \cdot \gamma_s + \alpha_s \cdot \gamma_c \quad (\Sigma\Gamma - 17)$$

$$c^* = (1 - \alpha_s) \cdot c_s \quad (\Sigma\Gamma - 18)$$

$$c_u^* = (1 - \alpha_s) \cdot c_u \quad (\Sigma\Gamma - 19)$$

Η γωνία τριβής του μικτού εδάφους υπολογίζεται τόσο για στραγγιζόμενη, ( $\varphi^*$ ), όσο και για αστράγγιστη, ( $\varphi_u^*$ ), συμπεριφορά της περιβάλλουσας εδαφικής στήλης, λαμβάνοντας υπόψη την αναμενόμενη κατά τα ανωτέρω συγκέντρωση τάσεων στους χαλικοπασσάλους και το περιβάλλον αυτών έδαφος, ως ακολούθως:

$$\varphi^* = \tan^{-1} \left( \frac{a_{s1} \cdot \sigma'_{cd,z} \cdot \tan \varphi_c + (1 - a_{s1}) \cdot \sigma'_{cd,z} \cdot \tan \varphi_s}{\gamma'^* \cdot z \cdot + p} \right) \quad (\Sigma\Gamma - 20)$$

$$\varphi_u^* = \tan^{-1} \left( \frac{a_{s1} \cdot \sigma'_{cd,z} \cdot \tan \varphi_c}{\gamma'^* \cdot z \cdot + p} \right) \quad (\Sigma\Gamma - 21)$$

Υπολογίζεται τέλος, το μέτρο συμπίεστότητας του μικτού εδάφους από τη σχέση,

$$E_s^* = n_{2d} \cdot E_s \quad (\Sigma\Gamma - 22)$$

όπου,

$\gamma_c$ ,  $\varphi_c$ ,  $c_c$ : το φαινόμενο βάρος, η γωνία εσωτερικής τριβής και η ενεργός συνοχή αντίστοιχα του χαλικοπασσάλου

$\gamma_s$ ,  $\varphi_s$ ,  $c_s$ : το φαινόμενο βάρος, η γωνία εσωτερικής τριβής και η ενεργός συνοχή αντίστοιχα του περιβάλλοντος του χαλικοπασσάλου εδάφους

$c_u$ : η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους.

$\sigma'_{cd,z}$ : η κατακόρυφη ενεργός τάση στο σημείο ελέγχου εντός του χαλικοπασσάλου, όπως υπολογίζεται από τη σχέση,  $\sigma'_{cd,z} = p_c + \gamma'_c \cdot z$ , όπου,  $z$ , το βάθος από την κεφαλή του χαλικοπασσάλου μέχρι το σημείο ελέγχου.

$\sigma'_{sd,z}$ : η κατακόρυφη ενεργός τάση στο σημείο ελέγχου εντός του περιβάλλοντος του χαλικοπασσάλου εδάφους, όπως αντιστοίχως υπολογίζεται από τη σχέση,  $\sigma'_{sd,z}$   
 $= p_s + \gamma'_s \cdot z$

$\gamma'^*$ : το ισοδύναμο φαινόμενο βάρος υπό άνωση του μικτού εδάφους

$p$ : η μέση τάση λόγω υπερκειμένων που επιβάλλεται στην επιφάνεια (στάθμη κεφαλής των χαλικοπασσάλων) του μικτού εδάφους.

### 3 ΒΕΛΤΙΩΣΗ ΑΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΛΟΓΩ ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΣΗΣ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥ ΣΤΗΝ ΕΝΤΟΣ ΖΩΝΗΣ ΧΑΛΙΚΟΠΑΣΣΑΛΩΝ ΠΕΡΙΟΧΗ

#### 3.1 Γενικά

Στις παραγράφους που ακολουθούν εκτιμάται η βελτιωμένη αστράγγιστη διατμητική αντοχή για την εντός ζώνης χαλικοπασσάλων αργιλική στρώση I, λόγω της αναμενόμενης ταχείας στερεοποίησής της υπό τα ίδια βάρη του έργου.

Η βελτίωση υπολογίζεται ξεχωριστά, για κάθε διατομή ελέγχου, υπό την επίδραση των ιδίων βαρών της τελικής γεωμετρίας του έργου, θεωρώντας ότι έχει παρέλθει ο απαιτούμενος χρόνος που απαιτείται για την πλήρη στερεοποίηση της στρώσης, ελήφθη δηλαδή ο βαθμός στερεοποίησης αυτής, ίσος προς,  $U = 100\%$ . Επισημαίνεται ότι, σύμφωνα με σχετικούς γεωτεχνικούς υπολογισμούς αποτίμησης της χρονικής εξέλιξης της στερεοποίησης, που παρουσιάζονται στο **Παράρτημα ΣΤ-1** του παρόντος τεύχους, επιτυγχάνεται εντός της ζώνης των χαλικοπασσάλων, βαθμός στερεοποίησης της τάξης του,  $U = 98\%$ , σε χρονικό διάστημα μόλις δύο μηνών από την επιβολή των φορτίων του έργου.

Ειδικότερα, υπολογίζονται μέσες τιμές της βελτιωμένης αστράγγιστης διατμητικής αντοχής στο μέσο ισοπαχών στρώσεων, πάχους εκάστης 5m, οι οποίες χωρίζουν καθ' ύψος σε δύο ίσα μέρη, την εντός ζώνης χαλικοπασσάλων περιοχή.

#### 3.2 Μεθοδολογία - παραδοχές

Η βελτιωμένη αστράγγιστη διατμητική αντοχή συνεκτικών εδαφών, λόγω στερεοποίησής τους υπό την επίδραση πρόσθετων φορτίων, αποτιμάται σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση:

$$c_{u, \text{τελ}} = \alpha \sigma'_{v, \text{τελ}} \text{OCR}_{\text{τελ}}^{0.8} \quad (\Sigma\Gamma - 23)$$

Όπου:

$c_{u, \text{τελ}}$ : η τελική μετά την βελτίωση του εδάφους αστράγγιστη διατμητική αντοχή.

$\sigma'_{v, \text{τελ}}$ : οι τελικές ενεργές τάσεις υπό την επενέργεια των φορτίων του έργου.

$\text{OCR}_{\text{τελ}}$ : ο τελικός λόγος προφόρτισης μετά την ολοκλήρωση της στερεοποίησης από την επιβολή των φορτίων του έργου, ο οποίος λαμβάνει τιμές ίσες ή μεγαλύτερες της μονάδας.

$\alpha$ : ο συντελεστής βελτίωσης του εδάφους.

Ο συντελεστής βελτίωσης,  $\alpha$ , ορίζεται ως ο λόγος της αρχικής αστράγγιστης διατμητικής αντοχής κανονικά στερεοποιημένης αργίλου προς τις αρχικές ενεργές τάσεις στο εκάστοτε χαρακτηριστικό σημείο ελέγχου (προ της επιβολής των φορτίων του έργου),  $\alpha = c_{u,0} / \sigma'_{v0}$  και λαμβάνει εν γένει τιμές μεταξύ 0,15 και 0,35.

Ο εν λόγω συντελεστής εκτιμάται βάσει της εμπειρικής σχέσης των Ladd et al (1991),  $\alpha = 0.20 + 0.045 \cdot PI$ , από όπου και προκύπτει για δείκτη πλαστιμότητας  $6.2 \div 12.2$  (Μ.Τ. 9.6), τιμή  $\alpha \approx 0.20$ , η οποία και υιοθετείται τελικώς στους υπολογισμούς.

Για την εκτίμηση του τελικού λόγου προφόρτισης ακολουθείται η εξής υπολογιστική διαδικασία.

- i. Υπολογίζεται για τον ως άνω εκτιμηθέντα συντελεστή βελτίωσης,  $\alpha$ , ο αρχικός λόγος προφόρτισης του αβελτίωτου εδάφους, μέσω της σχέσης,

$$OCR_0 = \left( \frac{c_{u,0}}{\alpha \cdot \sigma'_{v0}} \right)^{1.25} \quad (\Sigma\Gamma - 24)$$

- ii. Υπολογίζεται εν συνεχεία, η μέγιστη τάση που έχει επιβληθεί κατά το παρελθόν στο σημείο ελέγχου, σύμφωνα με τη σχέση,  $\sigma'_{v,max} = OCR_0 \cdot \sigma'_{v0}$
- iii. Υπολογίζεται τέλος, για το τελικό εντατικό πεδίο,  $\sigma'_{v,τελ}$ , μετά την επιβολή των φορτίων του έργου, ο τελικός βαθμός προστερεοποίησης της στρώσης, από τη σχέση,

$$OCR_{τελ} = \frac{\sigma'_{v,max}}{\sigma'_{v,τελ}} = \frac{OCR_0 \cdot \sigma'_{v0}}{\sigma'_{v,τελ}} \quad (\Sigma\Gamma - 25)$$

Με δεδομένο ότι η στερεοποίηση του εδάφους θα πραγματοποιηθεί παρουσία των χαλικοπασσάλων, θεωρείται για τον υπολογισμό του τελικού εντατικού πεδίου εντός της εδαφικής μάζας, η ανακατανομημένη στο έδαφος κατακόρυφη ενεργός τάση,  $\sigma'_{sd,z}$ , όπως υπολογίζεται βάσει του συντελεστή συγκέντρωσης τάσεων, στην § 2.4 του παρόντος παραρτήματος.

### 3.3 Αποτελέσματα

Με εφαρμογή της παραπάνω μεθοδολογίας, προκύπτει ανά διατομή ελέγχου και ανά επιλεγθέν σημείο εντός της εδαφικής μάζας, η βελτιωμένη αστράγγιστη διατμητική αντοχή της Στρώσης Ι, εντός της ζώνης των χαλικοπασσάλων, όπως αναλυτικά παρουσιάζεται στον πίνακα που ακολουθεί.

Διατομή Ελέγχου	Στάθμη (m)	z (m)	a (-)	$c_{u,0}$ (kPa)	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	$OCR_0$ (-)	$\sigma'_{v\text{ ΤΕΛ}}$ (kPa)	$OCR_{\text{ΤΕΛ}}$ (-)	$c_{u,\text{ΤΕΛ}}$ (kPa)
Γ-Γ	-12.5	2.5	0.2	16.5	58.5	1.54	76.9	1.17	<b>17.50</b>
	-17.5	7.5	0.2	31.5	103.5	1.69	121.9	1.43	<b>32.50</b>
Α-Α	-10.5	2.5	0.2	16.5	58.5	1.54	47.8	1.88	<b>15.90</b>
	-15.5	7.5	0.2	31.5	103.5	1.69	92.8	1.88	<b>30.80</b>

όπου z, το βάθος από την κεφαλή των χαλικοπασσάλων

**Πίνακας ΣΤ-2 - 3-1: Βελτιωμένη αστράγγιστη διατμητική αντοχή,  $c_{u,\text{ΤΕΛ}}$ , Στρώσης Ι, εντός της ζώνης των χαλικοπασσάλων**

Στη Διατομή Α-Α παρατηρείται, λόγω των σχετικώς περιορισμένων φορτίων εξ ιδίων βαρών του σώματος του έργου αλλά και των μειωμένων μεταβιβαζόμενων τάσεων στο έδαφος, λόγω της ανακατανομής τάσεων παρουσία των χαλικοπασσάλων, ελαφρά απομείωση του εντατικού πεδίου στο περιεχόμενο ενδιαμέσως των χαλικοπασσάλων έδαφος, στην οποία και οφείλεται η παρατηρηθείσα μικρή απομείωση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής του σε σχέση με την αρχική του φυσικού πυθμένα.



#### 4 ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ – ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ

Οι βελτιωμένες παράμετροι του μικτού εδάφους υπολογίζονται ξεχωριστά για τις δύο διατομές ελέγχου της § 6.4 του Τεύχους Υπολογισμών. Η ζώνη των χαλικοπασσάλων συνολικού πάχους 10m χωρίζεται σε δύο επιμέρους ισοπαχείς στρώσεις (πάχους 5m έκαστη) και υπολογίζονται οι αντιπροσωπευτικές παράμετροι του βελτιωμένου εδάφους στο μέσο αυτών.

Τα δεδομένα που εισήχθησαν για τους χαλικοπασσάλους και το περιβάλλον αυτών έδαφος έχουν ως εξής:

➤ Χαλικοπάσσαλοι

- Διάμετρος κολώνας:  **$D = 0.90m$**
- Μήκος κολώνας:  **$L = 10.0m$**
- Κάνναβος: **Τετραγωνικός**
- Διαστάσεις καννάβου:  **$s = 2.00m$**
- Φαινόμενο βάρος υπό άνωση:  **$\gamma_c = 11.0 \text{ kN/m}^3$**
- Γωνία εσωτερική τριβής:  **$\phi'_c = 42.5^\circ$**
- Μέτρο συμπίεσης:  **$E_c = 50 \text{ MPa}$**

➤ Περιβάλλον έδαφος

Λόγω της αναμενόμενης ταχείας στερεοποίησης του εδάφους στην εντός ζώνης χαλικοπασσάλων περιοχή, λαμβάνονται υπόψη οι βελτιωμένες παράμετροι αστράγγιστης διατμητικής αντοχής όπως υπολογίσθηκαν στην προηγούμενη παράγραφο. Οι λοιπές παράμετροι της στρώσης λαμβάνονται όπως παρουσιάζεται στη στρωματογραφία υπολογισμού στην § 6.2 του Τεύχους Υπολογισμών

Η επιβαλλόμενη μέση ενεργός τάση στο έδαφος στη στάθμη κεφαλής των χαλικοπασσάλων, διαφοροποιείται μεταξύ των δύο διατομών ελέγχου λόγω του διαφορετικού πάχους στα πρίσματα έδρασης στις δύο θέσεις. Οι τάσεις υπολογίζονται λαμβάνοντας υπόψη το ύψος της στήλης λιθορριπών και εξυγιάνσεων κάτω από τη στέψη του πρίσματος έδρασης και κατανομή 1:1 των τάσεων εκ των ιδίων βαρών των στηλών των Τ.Ο. και της ανωδομής του κρηπιδώματος, από τη στάθμη έδρασής τους μέχρι τη στάθμη κεφαλής των χαλικοπασσάλων. Σύμφωνα με τα παραπάνω προκύπτει:

➤ Για τη Διατομή Γ-Γ:

$$p_1 = 11\text{kN/m}^3 \cdot 6.3\text{m} + (13.5\text{kN/m}^3 \cdot 3.7\text{m} + 23.5\text{kN/m}^3 \cdot 1.1\text{m}) \cdot [5\text{m}/(5\text{m} + 2 \cdot 6.3\text{m})] \\ \approx 90 \text{ kPa}$$

➤ Για τη Διατομή Α-Α:

$$p_2 = 11\text{kN/m}^3 \cdot 2.3\text{m} + (13.5\text{kN/m}^3 \cdot 3.7\text{m} + 0.5\text{m} \cdot 23.5 + 48.0\text{kN/m}^3 \cdot 0.6\text{m}) \cdot [(5\text{m})^2/(5\text{m} + 2 \cdot 2.3\text{m})^2] \approx 50 \text{ kPa}$$

## 5 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

Η μεθοδολογία όπως περιγράφηκε στις προηγούμενες παραγράφους ενσωματώθηκε σε υπολογιστικά φύλλα excel, τα αναλυτικά δεδομένα, οι αναλυτικοί υπολογισμοί και τα αποτελέσματα των οποίων παρουσιάζονται στο τέλος του παρόντος παραρτήματος.

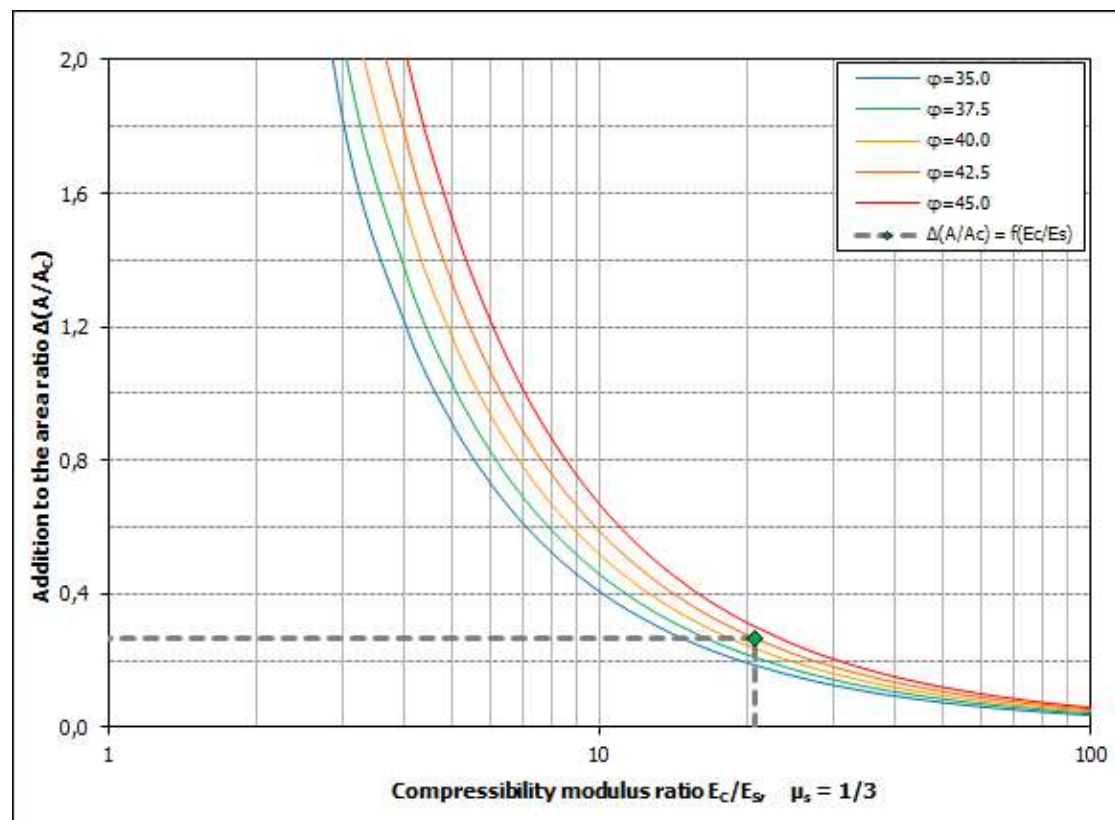
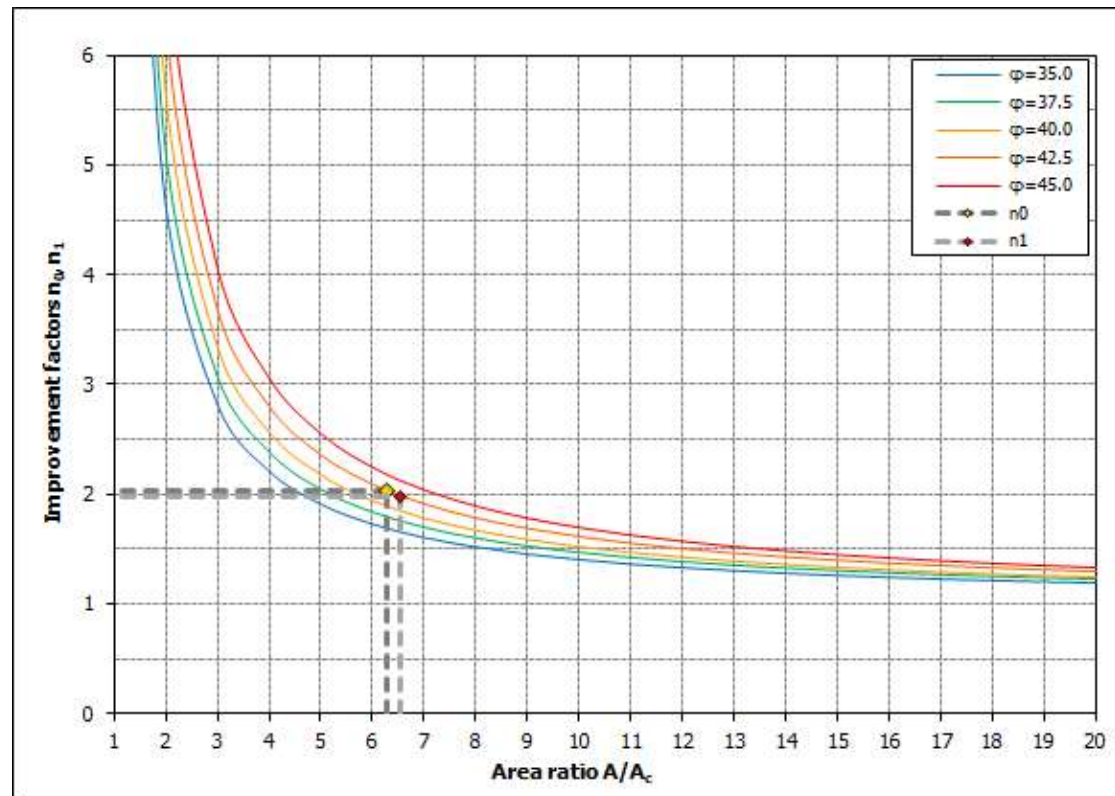
Οι υπολογισθείσες γεωτεχνικές παράμετροι του βελτιωμένου μικτού εδάφους, που τελικώς υπεισέρχονται στους γεωτεχνικούς ελέγχους ευστάθειας και καθιζήσεων, συνοψίζονται για τις δύο διατομές ελέγχου ξεχωριστά, στον πίνακα που ακολουθεί.

Γεωτεχνικές παράμετροι μικτού εδάφους	Διατομή Ελέγχου Γ-Γ		Διατομή ελέγχου Α-Α	
	Βάθη από πυθμένα σκάφης εκσκαφής			
	0-5m	5-10m	0-5m	5-10m
Φαινόμενο βάρος υπό άνωση: <b><math>\gamma^*</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	9.3		9.3	
Ενεργός γωνία τριβής: <b><math>\varphi^{**}(\text{°})</math></b>	33.3	32,0	33.7	31.8
Ενεργός συνοχή: <b><math>c^{**}(\text{kPa})</math></b>	1.7		1.7	
Αστράγγιστη γωνία τριβής: <b><math>\varphi_u^*(\text{°})</math></b>	21.3	18.0	22.3	17.5
Αστράγγιστη διατμητική αντοχή: <b><math>c_u^*(\text{kPa})</math></b>	14.8	27.5	13.5	26.1
Μέτρο συμπίεσης: <b><math>E_s(\text{MPa})</math></b>	$\approx 1.6 \cdot E_{s,0}$		$\approx 2.0 \cdot E_{s,0}$	

**Πίνακας ΣΤ-2 - 5-1: Σταθμισμένες μέσες γεωτεχνικές παράμετροι του μικτού εδάφους  
θεμελίωσης λόγω της κατασκευής χαλικοपाσσάλων**

GROUND IMPROVEMENT BY THE STONE COLUMNS METHOD			
"The Design of Vibroreplacement", Heinz J. Priebe, 1995			
Διατομή Γ-Γ: Βάθος 0-5m από τη στάθμη κεφαλής των χαλικοπασσάλων			
INPUT DATA			
Data for the stone columns			
Stone column diameter	D	0,90	m
Mesh dimensions	a	2,00	m
	b		m
Mesh shape	Mess	Square	
Bulk unit weight (buoyant)	$\gamma'_c$	11,0	kN/m <sup>3</sup>
Friction angle	$\varphi_c$	42,5	°
Compressibility modulus	$E_c$	50,0	MPa
Stone column cross-section area	$A_c = \pi D^2 / 4$	0,64	m <sup>2</sup>
Stone column influence area	$A = a * b$	4,00	m <sup>2</sup>
Area ratio $a_s$	$a_s = A_c / A$	0,159	-
Inverse area ratio	$1/a_s$	6,288	-
Data for the soil			
Bulk unit weight (buoyant)	$\gamma'_s$	9,0	kN/m <sup>3</sup>
Effective angle of friction	$\varphi_s$	25,0	°
Effective cohesion	$c_s$	2,0	kPa
Undrained shear strength	$c_{su}$	17,5	kPa
Undrained shear strength at depth 1.5D from stone column head	$c_{su,1.5D}$	13,0	
Compressibility modulus	$E_s$	2,4	MPa
Poisson's ratio	$\mu_s$	0,33	-
Data for the external load			
Uniform vertical external stress	p	90,0	kPa
Assumed degree of consolidation after imposing external load	U	100,0	%
Assumed safety factor against bulging bearing failure of the column head	S.F.	1,50	-
Calculations			
Basic improvement factor $n_0$			
Active pressure coeff.: $K_{ac} = \tan^2(45^\circ - \varphi_c/2)$	$K_{ac}$	0,194	-
$f(\mu_s, a_s) = [(1-\mu_s^2)/(1-\mu_s-2\mu_s^2)][(1-2\mu_s)(1-a_s)/(1-2\mu_s+a_s)]$	$f(\mu_s, a_s)$	1,129	-
Basic improvement factor: $n_0 = 1 + a_s[(0.5+f)/(4K_{ac}f)-1]$	$n_0$	2,026	-
Improvement factor $n_1$ corrected for non infinite stone column compressibility			
Compressibility modulus ratio $E_c/E_s$	$E_c/E_s$	20,833	-
Area ratio for equality of $n_0$ and $E_c/E_s$ , assuming $\mu_s = 1/3$	$(A_c/A)_1$	0,791	-
Addition to the area ratio $\Delta(A/A_c) = 1/(A_c/A)_1 - 1$	$\Delta(A/A_c)$	0,263	-
Corrected area ratio: $(A_c/A)' = [(A/A_c) + \Delta(A/A_c)]^{-1}$	$a_{s1} = (A_c/A)'$	0,153	-
Inverse corrected area ratio	$1/a_{s1}$	6,551	-
$f(\mu_s, a_{s1}) = [(1-\mu_s^2)/(1-\mu_s-2\mu_s^2)][(1-2\mu_s)(1-a_{s1})/(1-2\mu_s+a_{s1})]$	$f(\mu_s, a_{s1})$	1,152	-
Improvement factor: $n_1 = 1 + a_{s1}[(0.5+f(a_{s1}))]/(4K_{ac}f(a_{s1}))-1]$	$n_1$	1,978	-
Improvement factor $n_2$ corrected for overburden			
Correction for overburden	Correction	Included	
Depth to the middle of the bulging zone (approx. $1.5 * D$ )	d	1,35	m
Additional stress due to stone column weights	$W_c$	14,85	kPa
Additional stress due to soil weights	$W_s$	12,15	kPa
Pressure coefficient at rest of the column: $K_{0c} = 1 - \sin \varphi_c$	$K_{0c}$	0,324	-
Pressure coefficient at rest of the surrounding soil: $K_{0s} = 1 - \sin \varphi_s$	$K_{0s}$	0,577	-
Stress concentration factor: $(p_c/p_s)_1 = [0.5 + f(\mu_s, a_{s1})]/[K_{ac} * f(\mu_s, a_{s1})]$	$(p_c/p_s)_1$	7,406	-
Stress concentrated on column: $p_{c1} = p * (p_c/p_s)_1 / [(p_c/p_s)_1 a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{c1}$	337,00	kPa
Stress concentrated on soil: $p_{s1} = p * [(p_c/p_s)_1 a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{s1}$	45,50	kPa
Depth factor: $f_d = \min\{1/[1 + ((K_{0c} - W_s/W_c)/K_{0c}) * (W_c/p_{c1})], (E_c/E_s)/(p_c/p_s)\}$	$f_d$	1,072	-
Improvement factor $n_2 = f_d * n_1$	$n_2$	2,120	-
Resulting concentration factor for $n_2$ : $(p_c/p_s)_2 = [n_2 * (1 - a_{s1})]/a_{s1}$	$(p_c/p_s)_2$	8,338	-
Stress concentrated on column: $p_{c2} = p * (p_c/p_s)_2 / [(p_c/p_s)_2 a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{c2}$	353,94	kPa
Stress concentrated on soil: $p_{s2} = p * [(p_c/p_s)_2 a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{s2}$	42,45	kPa

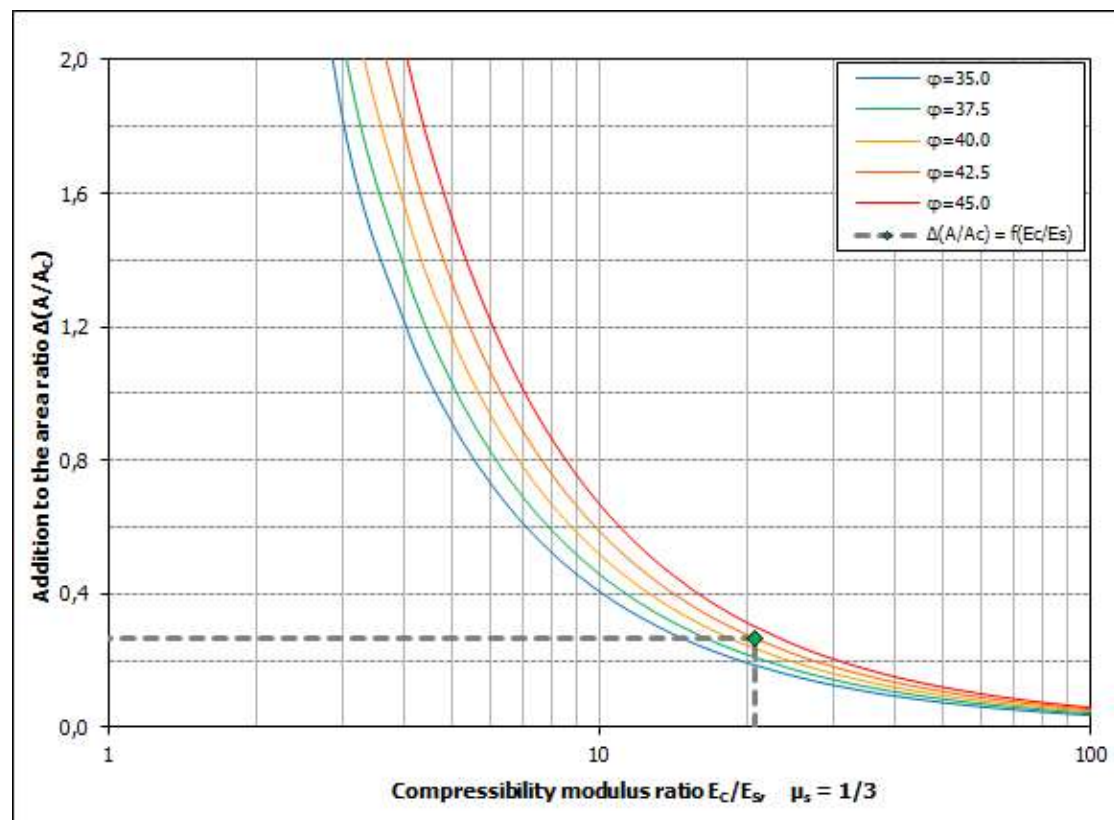
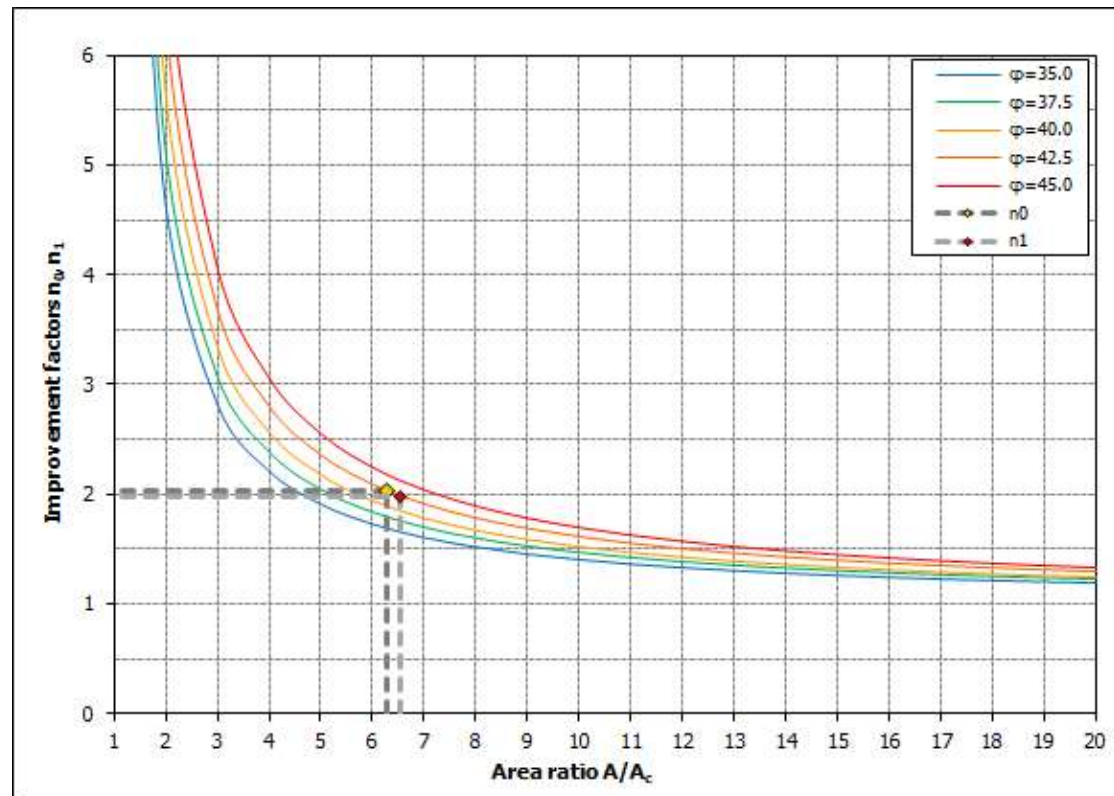
Compatibility controls for settlement and bearing capacity of the stone columns against bulging			
Assumed soil conditions (drained or undrained) for bearing capacity calc.	Conditions	Both	
Passive pressure coefficient of stone column: $K_{pC} = 1/K_{aC}$	$K_{pC}$	5,165	-
Passive pressure coefficient of surrounding soil: $K_{pS} = \tan^2(45 + \phi'_s/2)$	$K_{pS}$	2,464	-
B.C. under <b>Drained Conditions</b> : $q_{ult,drn} = [(U \cdot p_s + \gamma'_s \cdot d)K_{pS} + 2c'_s \cdot K_{pS}^{0.5}]K_{pC}$	$q_{ult,drn}$	727,30	kPa
B.C. under <b>Undrained Conditions</b> : $q_{ult,undr} = [(U \cdot p_s + \gamma'_s \cdot d)K_{0S} + 4c_u]K_{pC}$	$q_{ult,undr}$	431,42	kPa
Worst case bearing capacity: $q_{ult} = \min(q_{ult,drn}, q_{ult,undr})$	$q_{ult}$	431,42	kPa
Limit concentration factor for b.c. control: $(p_c/p_s)_{max, b.c.} = (1 - a_{s1}) / (p \cdot F.S. / q_{ult} - a_{s1})$	$(p_c/p_s)_{lim}$	5,287	-
Improvement factor for b.c. control: $n_{max, b.c.} = a_{s1} \cdot ((p_c/p_s)_{max, b.c.} - 1) + 1$	$n_{max, b.c.}$	1,654	-
Improvement factor for settlement control: $n_{max, settle} = 1 + a_s(E_c/E_s - 1)$	$n_{max, settle}$	4,154	-
Final improvement factor $n_{2,fin} = \min\{n_{max, b.c.}, n_{max, settle}, n_2\}$	$n_{2,d}$	1,654	-
RESULTS			
Design stress concentration parameters			
Design concentration factor: $(p_c/p_s)_d = [n_{2,d} \cdot (1 - a_{s1})] / a_{s1}$	$(p_c/p_s)_d$	5,287	-
Design stress concentrated on column: $p_{cd} = p \cdot (p_c/p_s)_d / [(p_c/p_s)_d a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{cd}$	287,61	kPa
Design stress concentrated on soil: $p_{sd} = p \cdot [(p_c/p_s)_d a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{sd}$	54,40	kPa
Final improvement factor $n_{2,fin} = \min\{n_{max, b.c.}, n_{max, settle}, n_2\}$	$n_{2,d}$	1,654	-
Improved soil parameters of the composite ground			
Assumed elevation below stone column head	z	2,50	m
Buoyant unit weight of the improved soil: $\gamma'^* = a_{s1} \cdot \gamma'_c + (1 - a_{s1}) \cdot \gamma'_s$	$\gamma'^*$	9,31	kN/m <sup>3</sup>
Improved shear parameters following the average shear strength method (Aboshi et al 1979, Barksdale 1981)			
Drained conditions			
Effective angle of friction: $\phi'^* = \text{atan}\{[a_{s1} \cdot \sigma'_{cd,z} \cdot \tan \phi_c + (1 - a_{s1}) \cdot \sigma'_{sd,z} \cdot \tan \phi_s] / (\gamma'^* \cdot z + p)\}$	$\phi'^*$	33,3	°
Effective cohesion: $c'^* = (1 - a_{s1}) \cdot c'$	$c'^*$	1,69	kPa
Undrained conditions			
Undrained angle of friction: $\phi_u^* = \text{atan}\{[a_{s1} \cdot \sigma'_{cd,z} \cdot \tan \phi_c] / (\gamma'^* \cdot z + p)\}$	$\phi_u^*$	21,3	°
Improved undrained shear strength: $c_u^* = (1 - a_{s1}) \cdot c'$	$c_u^*$	14,8	kPa
Improved compressibility parameters			
Compressibility modulus of the composite soil: $E^* = n_d \cdot E_s$	$E^*$	4,0	MPa
Undrained elastic modulus of the composite soil: $E_u^* = (3/2) \cdot [(1 - 2\mu_s) / (1 - \mu_s)] \cdot E^*$	$E_u^*$	3,02	MPa



GROUND IMPROVEMENT BY THE STONE COLUMNS METHOD			
"The Design of Vibroreplacement", Heinz J. Priebe, 1995			
Διατομή Γ-Γ: Βάθος 5-10m από τη στάθμη κεφαλής των χαλικοπασσάλων			
INPUT DATA			
Data for the stone columns			
Stone column diameter	D	0,90	m
Mesh dimensions	a	2,00	m
	b		m
Mesh shape	Mess	Square	
Bulk unit weight (buoyant)	$\gamma'_c$	11,0	kN/m <sup>3</sup>
Friction angle	$\varphi_c$	42,5	°
Compressibility modulus	$E_c$	50,0	MPa
Stone column cross-section area	$A_c = \pi D^2 / 4$	0,64	m <sup>2</sup>
Stone column influence area	$A = a * b$	4,00	m <sup>2</sup>
Area ratio $a_s$	$a_s = A_c / A$	0,159	-
Inverse area ratio	$1/a_s$	6,288	-
Data for the soil			
Bulk unit weight (buoyant)	$\gamma'_s$	9,0	kN/m <sup>3</sup>
Effective angle of friction	$\varphi_s$	25,0	°
Effective cohesion	$c_s$	2,0	kPa
Undrained shear strength	$c_{su}$	32,5	kPa
Undrained shear strength at depth 1.5D from stone column head	$c_{su,1.5D}$	13,0	
Compressibility modulus	$E_s$	2,4	MPa
Poisson's ratio	$\mu_s$	0,33	-
Data for the external load			
Uniform vertical external stress	p	90,0	kPa
Assumed degree of consolidation after imposing external load	U	100,0	%
Assumed safety factor against bulging bearing failure of the column head	S.F.	1,50	-
Calculations			
Basic improvement factor $n_0$			
Active pressure coeff.: $K_{ac} = \tan^2(45^\circ - \varphi_c/2)$	$K_{ac}$	0,194	-
$f(\mu_s, a_s) = [(1-\mu_s^2)/(1-\mu_s-2\mu_s^2)][(1-2\mu_s)(1-a_s)/(1-2\mu_s+a_s)]$	$f(\mu_s, a_s)$	1,129	-
Basic improvement factor: $n_0 = 1 + a_s[(0.5+f)/(4K_{ac}f)-1]$	$n_0$	2,026	-
Improvement factor $n_1$ corrected for non infinite stone column compressibility			
Compressibility modulus ratio $E_c/E_s$	$E_c/E_s$	20,833	-
Area ratio for equality of $n_0$ and $E_c/E_s$ , assuming $\mu_s = 1/3$	$(A_c/A)_1$	0,791	-
Addition to the area ratio $\Delta(A/A_c) = 1/(A_c/A)_1 - 1$	$\Delta(A/A_c)$	0,263	-
Corrected area ratio: $(A_c/A)' = [(A/A_c) + \Delta(A/A_c)]^{-1}$	$a_{s1} = (A_c/A)'$	0,153	-
Inverse corrected area ratio	$1/a_{s1}$	6,551	-
$f(\mu_s, a_{s1}) = [(1-\mu_s^2)/(1-\mu_s-2\mu_s^2)][(1-2\mu_s)(1-a_{s1})/(1-2\mu_s+a_{s1})]$	$f(\mu_s, a_{s1})$	1,152	-
Improvement factor: $n_1 = 1 + a_{s1}[(0.5+f(a_{s1}))/(4K_{ac}f(a_{s1}))-1]$	$n_1$	1,978	-
Improvement factor $n_2$ corrected for overburden			
Correction for overburden	Correction	Included	
Depth to the middle of the bulging zone (approx. 1.5*D)	d	1,35	m
Additional stress due to stone column weights	$W_c$	14,85	kPa
Additional stress due to soil weights	$W_s$	12,15	kPa
Pressure coefficient at rest of the column: $K_{0c} = 1 - \sin \varphi_c$	$K_{0c}$	0,324	-
Pressure coefficient at rest of the surrounding soil: $K_{0s} = 1 - \sin \varphi_s$	$K_{0s}$	0,577	-
Stress concentration factor: $(p_c/p_s)_1 = [0.5 + f(\mu_s, a_{s1})]/[K_{ac} * f(\mu_s, a_{s1})]$	$(p_c/p_s)_1$	7,406	-
Stress concentrated on column: $p_{c1} = p * (p_c/p_s)_1 / [(p_c/p_s)_1 a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{c1}$	337,00	kPa
Stress concentrated on soil: $p_{s1} = p / [(p_c/p_s)_1 a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{s1}$	45,50	kPa
Depth factor: $f_d = \min\{1/[1 + ((K_{0c} - W_s/W_c)/K_{0c}) * (W_c/p_{c1})], (E_c/E_s)/(p_c/p_s)\}$	$f_d$	1,072	-
Improvement factor $n_2 = f_d * n_1$	$n_2$	2,120	-
Resulting concentration factor for $n_2$ : $(p_c/p_s)_2 = [n_2 * (1 - a_{s1})]/a_{s1}$	$(p_c/p_s)_2$	8,338	-
Stress concentrated on column: $p_{c2} = p * (p_c/p_s)_2 / [(p_c/p_s)_2 a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{c2}$	353,94	kPa
Stress concentrated on soil: $p_{s2} = p / [(p_c/p_s)_2 a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{s2}$	42,45	kPa

Compatibility controls for settlement and bearing capacity of the stone columns against bulging			
Assumed soil conditions (drained or undrained) for bearing capacity calc.	Conditions	Both	
Passive pressure coefficient of stone column: $K_{pC} = 1/K_{aC}$	$K_{pC}$	5,165	-
Passive pressure coefficient of surrounding soil: $K_{pS} = \tan^2(45 + \phi'_s/2)$	$K_{pS}$	2,464	-
B.C. under <b>Drained Conditions</b> : $q_{ult,drn} = [(U \cdot p_s + \gamma'_s \cdot d)K_{pS} + 2c'_s \cdot K_{pS}^{0.5}]K_{pC}$	$q_{ult,drn}$	727,30	kPa
B.C. under <b>Undrained Conditions</b> : $q_{ult,undr} = [(U \cdot p_s + \gamma'_s \cdot d)K_{0S} + 4c_u]K_{pC}$	$q_{ult,undr}$	431,42	kPa
Worst case bearing capacity: $q_{ult} = \min(q_{ult,drn}, q_{ult,undr})$	$q_{ult}$	431,42	kPa
Limit concentration factor for b.c. control: $(p_c/p_s)_{max, b.c.} = (1 - a_{s1}) / (p \cdot F.S. / q_{ult} - a_{s1})$	$(p_c/p_s)_{lim}$	5,287	-
Improvement factor for b.c. control: $n_{max, b.c.} = a_{s1} \cdot ((p_c/p_s)_{max, b.c.} - 1) + 1$	$n_{max, b.c.}$	1,654	-
Improvement factor for settlement control: $n_{max, settle} = 1 + a_s(E_c/E_s - 1)$	$n_{max, settle}$	4,154	-
Final improvement factor $n_{2,fin} = \min\{n_{max, b.c.}, n_{max, settle}, n_2\}$	$n_{2,d}$	1,654	-
RESULTS			
Design stress concentration parameters			
Design concentration factor: $(p_c/p_s)_d = [n_{2,d} \cdot (1 - a_{s1})] / a_{s1}$	$(p_c/p_s)_d$	5,287	-
Design stress concentrated on column: $p_{cd} = p \cdot (p_c/p_s)_d / [(p_c/p_s)_d a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{cd}$	287,61	kPa
Design stress concentrated on soil: $p_{sd} = p \cdot [(p_c/p_s)_d a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{sd}$	54,40	kPa
Final improvement factor $n_{2,fin} = \min\{n_{max, b.c.}, n_{max, settle}, n_2\}$	$n_{2,d}$	1,654	-
Improved soil parameters of the composite ground			
Assumed elevation below stone column head	z	7,50	m
Buoyant unit weight of the improved soil: $\gamma'^* = a_{s1} \cdot \gamma'_c + (1 - a_{s1}) \cdot \gamma'_s$	$\gamma'^*$	9,31	kN/m <sup>3</sup>
Improved shear parameters following the average shear strength method (Aboshi et al 1979, Barksdale 1981)			
Drained conditions			
Effective angle of friction: $\phi'^* = \text{atan}\{[a_{s1} \cdot \sigma'_{cd,z} \cdot \tan \phi_c + (1 - a_{s1}) \cdot \sigma'_{sd,z} \cdot \tan \phi_s] / (\gamma'^* \cdot z + p)\}$	$\phi'^*$	32,0	°
Effective cohesion: $c'^* = (1 - a_{s1}) \cdot c'$	$c'^*$	1,69	kPa
Undrained conditions			
Undrained angle of friction: $\phi_u^* = \text{atan}\{[a_{s1} \cdot \sigma'_{cd,z} \cdot \tan \phi_c] / (\gamma'^* \cdot z + p)\}$	$\phi_u^*$	18,0	°
Improved undrained shear strength: $c_u^* = (1 - a_{s1}) \cdot c'$	$c_u^*$	27,5	kPa
Improved compressibility parameters			
Compressibility modulus of the composite soil: $E^* = n_d \cdot E_s$	$E^*$	4,0	MPa
Undrained elastic modulus of the composite soil: $E_u^* = (3/2) \cdot [(1 - 2\mu_s) / (1 - \mu_s)] \cdot E^*$	$E_u^*$	3,02	MPa

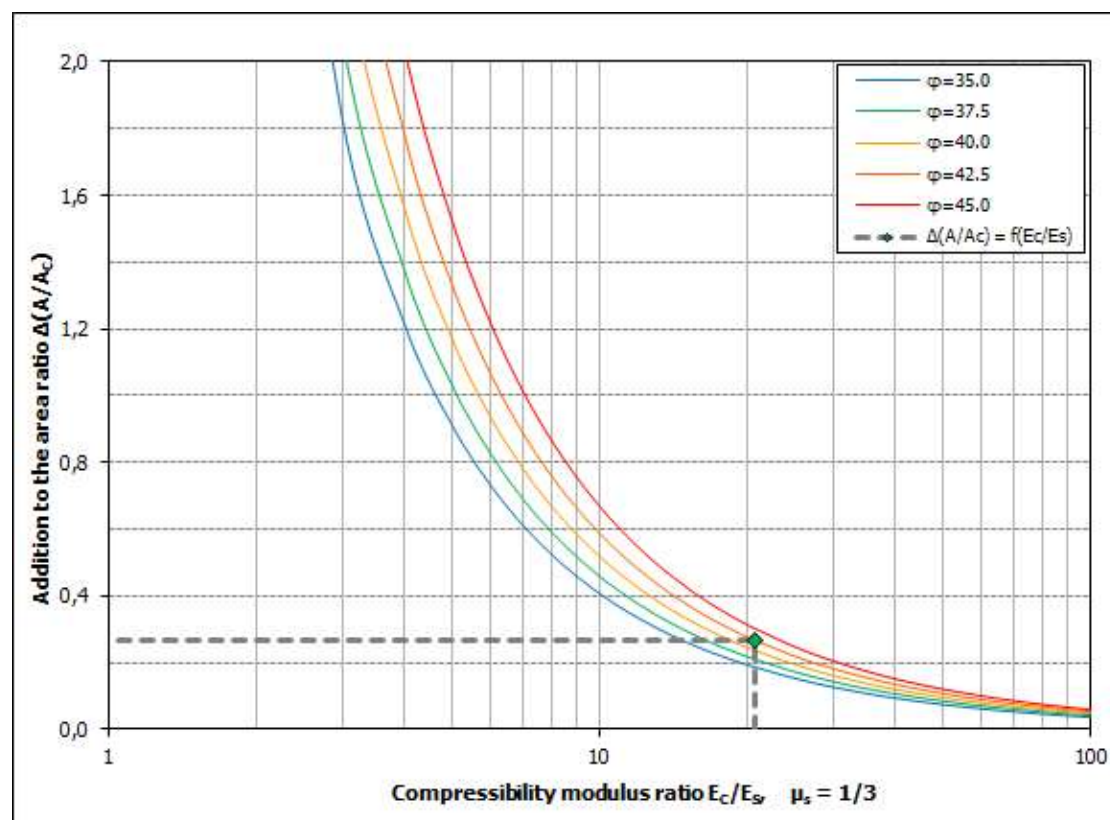
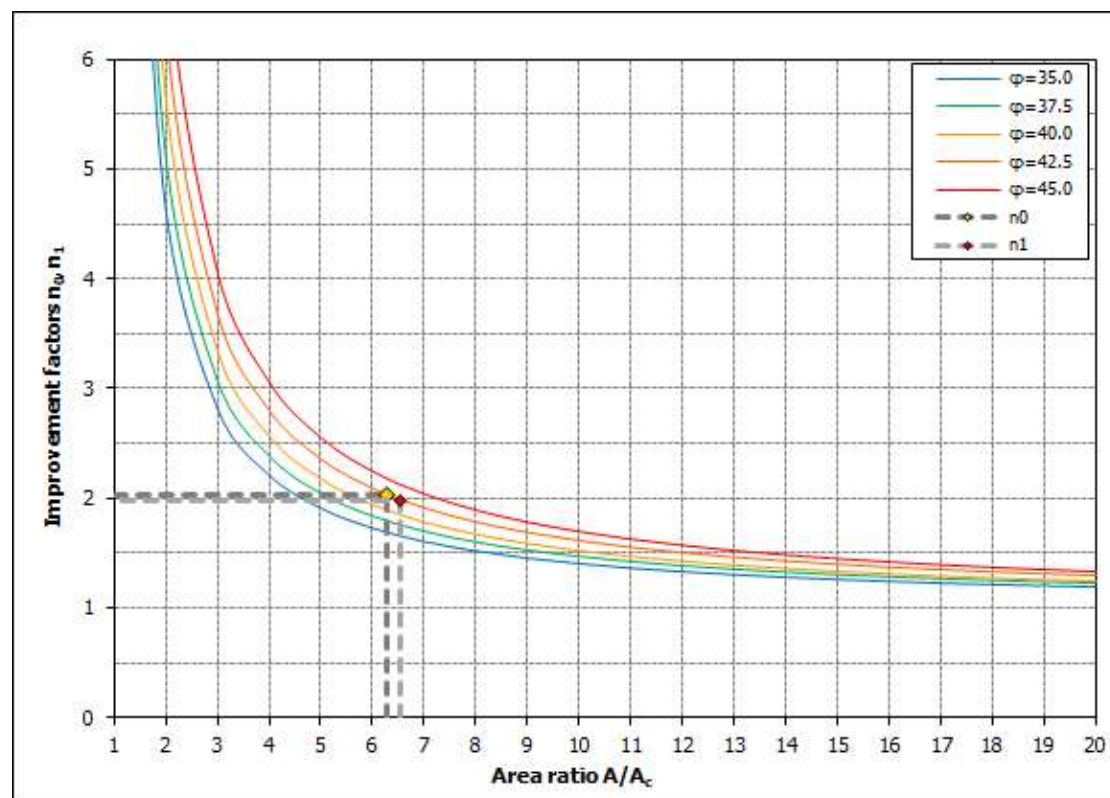






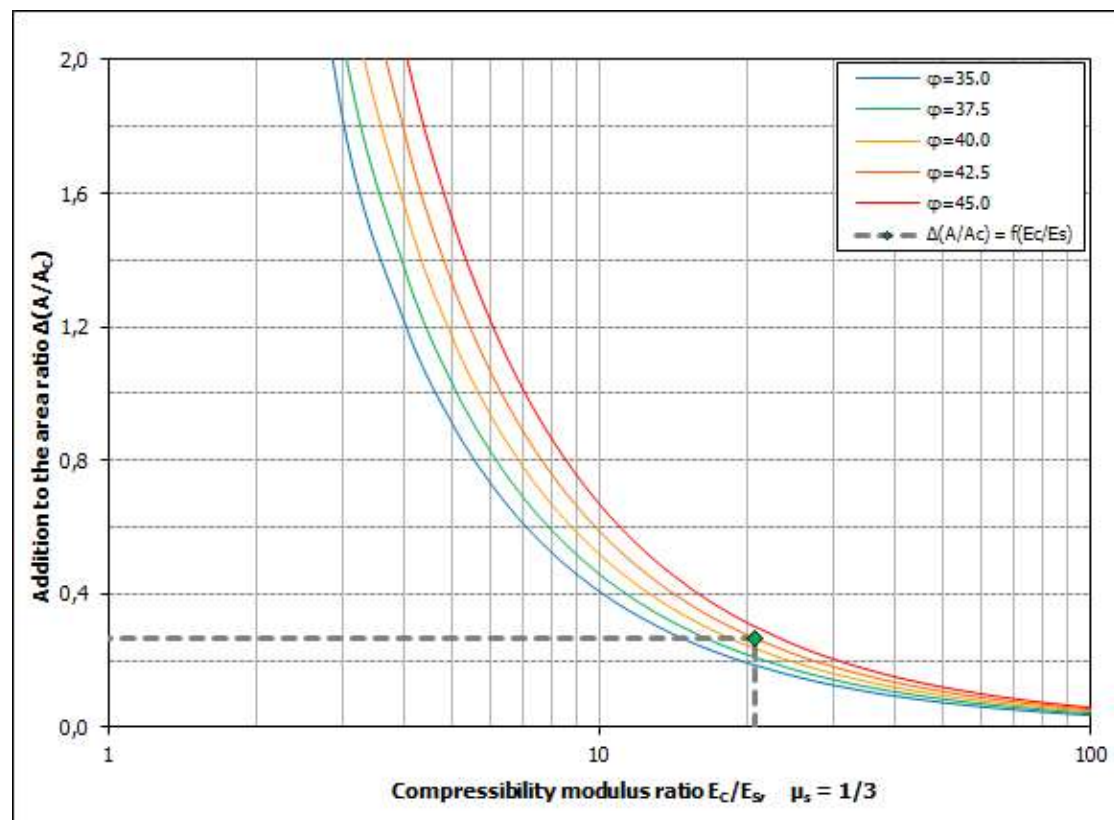
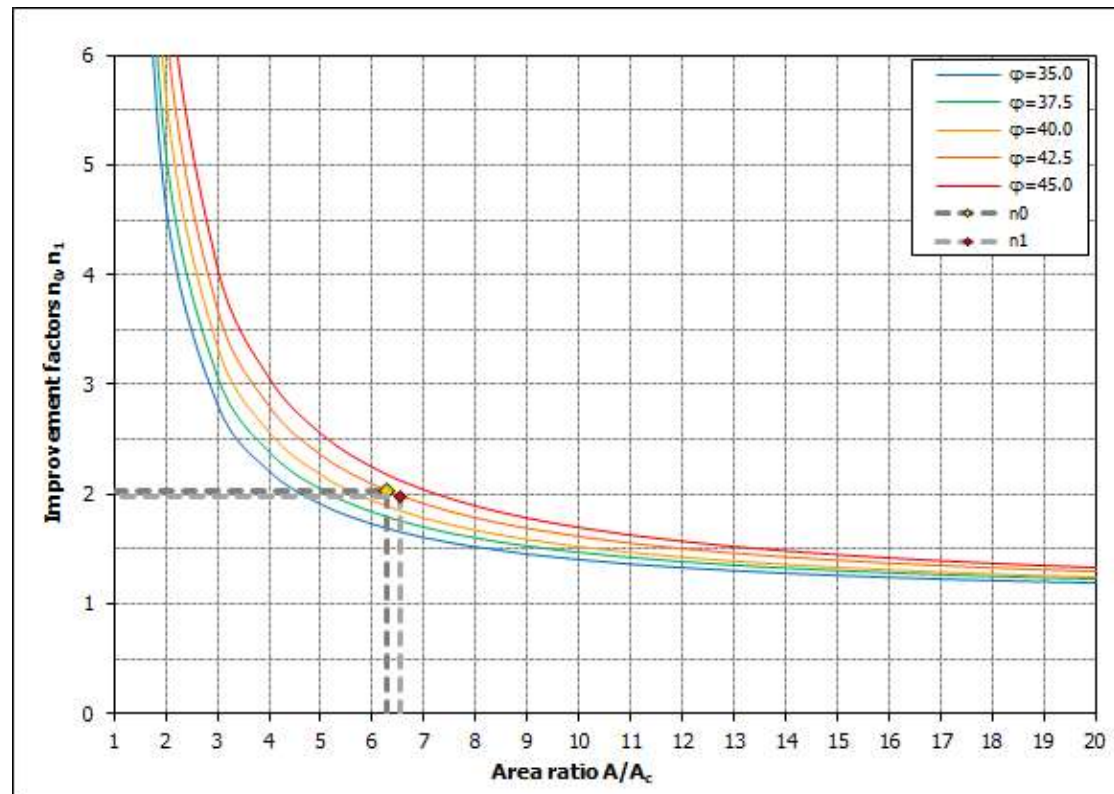
GROUND IMPROVEMENT BY THE STONE COLUMNS METHOD			
"The Design of Vibroreplacement", Heinz J. Priebe, 1995			
Διατομή A-A: Βάθος 0-5m από τη στάθμη κεφαλής των χαλικοπασσάλων			
INPUT DATA			
Data for the stone columns			
Stone column diameter	D	0,90	m
Mesh dimensions	a	2,00	m
	b		m
Mesh shape	Mess	Square	
Bulk unit weight (buoyant)	$\gamma'_c$	11,0	kN/m <sup>3</sup>
Friction angle	$\varphi_c$	42,5	°
Compressibility modulus	$E_c$	50,0	MPa
Stone column cross-section area	$A_c = \pi D^2 / 4$	0,64	m <sup>2</sup>
Stone column influence area	$A = a * b$	4,00	m <sup>2</sup>
Area ratio $a_s$	$a_s = A_c / A$	0,159	-
Inverse area ratio	$1/a_s$	6,288	-
Data for the soil			
Bulk unit weight (buoyant)	$\gamma'_s$	9,0	kN/m <sup>3</sup>
Effective angle of friction	$\varphi_s$	25,0	°
Effective cohesion	$c_s$	2,0	kPa
Undrained shear strength	$c_{su}$	15,9	kPa
Undrained shear strength at depth 1.5D from stone column head	$c_{su,1.5D}$	13,0	
Compressibility modulus	$E_s$	2,4	MPa
Poisson's ratio	$\mu_s$	0,33	-
Data for the external load			
Uniform vertical external stress	p	50,0	kPa
Assumed degree of consolidation after imposing external load	U	100,0	%
Assumed safety factor against bulging bearing failure of the column head	S.F.	1,50	-
Calculations			
Basic improvement factor $n_0$			
Active pressure coeff.: $K_{ac} = \tan^2(45^\circ - \varphi_c/2)$	$K_{ac}$	0,194	-
$f(\mu_s, a_s) = [(1-\mu_s^2)/(1-\mu_s-2\mu_s^2)][(1-2\mu_s)(1-a_s)/(1-2\mu_s+a_s)]$	$f(\mu_s, a_s)$	1,129	-
Basic improvement factor: $n_0 = 1 + a_s[(0.5+f)/(4K_{ac}f)-1]$	$n_0$	2,026	-
Improvement factor $n_1$ corrected for non infinite stone column compressibility			
Compressibility modulus ratio $E_c/E_s$	$E_c/E_s$	20,833	-
Area ratio for equality of $n_0$ and $E_c/E_s$ , assuming $\mu_s = 1/3$	$(A_c/A)_1$	0,791	-
Addition to the area ratio $\Delta(A/A_c) = 1/(A_c/A)_1 - 1$	$\Delta(A/A_c)$	0,263	-
Corrected area ratio: $(A_c/A)' = [(A/A_c) + \Delta(A/A_c)]^{-1}$	$a_{s1} = (A_c/A)'$	0,153	-
Inverse corrected area ratio	$1/a_{s1}$	6,551	-
$f(\mu_s, a_{s1}) = [(1-\mu_s^2)/(1-\mu_s-2\mu_s^2)][(1-2\mu_s)(1-a_{s1})/(1-2\mu_s+a_{s1})]$	$f(\mu_s, a_{s1})$	1,152	-
Improvement factor: $n_1 = 1 + a_{s1}[(0.5+f(a_{s1}))/(4K_{ac}f(a_{s1}))-1]$	$n_1$	1,978	-
Improvement factor $n_2$ corrected for overburden			
Correction for overburden	Correction	Ignored	
Depth to the middle of the bulging zone (approx. 1.5*D)	d	1,35	m
Additional stress due to stone column weights	$W_c$	14,85	kPa
Additional stress due to soil weights	$W_s$	12,15	kPa
Pressure coefficient at rest of the column: $K_{0c} = 1 - \sin \varphi_c$	$K_{0c}$	0,324	-
Pressure coefficient at rest of the surrounding soil: $K_{0s} = 1 - \sin \varphi_s$	$K_{0s}$	0,577	-
Stress concentration factor: $(p_c/p_s)_1 = [0.5 + f(\mu_s, a_{s1})]/[K_{ac} * f(\mu_s, a_{s1})]$	$(p_c/p_s)_1$	7,406	-
Stress concentrated on column: $p_{c1} = p * (p_c/p_s)_1 / [(p_c/p_s)_1 a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{c1}$	187,22	kPa
Stress concentrated on soil: $p_{s1} = p / [(p_c/p_s)_1 a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{s1}$	25,28	kPa
Depth factor: $f_d = \min\{1/[1 + ((K_{0c} - W_s/W_c)/K_{0c}) * (W_c/p_{c1})], (E_c/E_s)/(p_c/p_s)\}$	$f_d$	1,000	-
Improvement factor $n_2 = f_d * n_1$	$n_2$	1,978	-
Resulting concentration factor for $n_2$ : $(p_c/p_s)_2 = [n_2 * (1 - a_{s1})]/a_{s1}$	$(p_c/p_s)_2$	7,406	-
Stress concentrated on column: $p_{c2} = p * (p_c/p_s)_2 / [(p_c/p_s)_2 a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{c2}$	187,22	kPa
Stress concentrated on soil: $p_{s2} = p / [(p_c/p_s)_2 a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{s2}$	25,28	kPa

Compatibility controls for settlement and bearing capacity of the stone columns against bulging			
Assumed soil conditions (drained or undrained) for bearing capacity calc.	Conditions	Both	
Passive pressure coefficient of stone column: $K_{pC} = 1/K_{aC}$	$K_{pC}$	5,165	-
Passive pressure coefficient of surrounding soil: $K_{pS} = \tan^2(45 + \phi'_s/2)$	$K_{pS}$	2,464	-
B.C. under <b>Drained Conditions</b> : $q_{ult,drn} = [(U \cdot p_s + \gamma'_s \cdot d) K_{pS} + 2c'_s \cdot K_{pS}^{0.5}] K_{pC}$	$q_{ult,drn}$	508,77	kPa
B.C. under <b>Undrained Conditions</b> : $q_{ult,undr} = [(U \cdot p_s + \gamma'_s \cdot d) K_{oS} + 4c_u] K_{pC}$	$q_{ult,undr}$	380,21	kPa
Worst case bearing capacity: $q_{ult} = \min(q_{ult,drn}, q_{ult,undr})$	$q_{ult}$	380,21	kPa
Limit concentration factor for b.c. control: $(p_c/p_s)_{max, b.c.} = (1 - a_{s1}) / (p \cdot F.S. / q_{ult} - a_{s1})$	$(p_c/p_s)_{lim}$	18,992	-
Improvement factor for b.c. control: $n_{max, b.c.} = a_{s1} \cdot ((p_c/p_s)_{max, b.c.} - 1) + 1$	$n_{max, b.c.}$	3,746	-
Improvement factor for settlement control: $n_{max, settle} = 1 + a_s(E_C/E_S - 1)$	$n_{max, settle}$	4,154	-
Final improvement factor $n_{2,fin} = \min\{n_{max, b.c.}, n_{max, settle}, n_2\}$	$n_{2,d}$	1,978	-
RESULTS			
Design stress concentration parameters			
Design concentration factor: $(p_c/p_s)_d = [n_{2,d} \cdot (1 - a_{s1})] / a_{s1}$	$(p_c/p_s)_d$	7,406	-
Design stress concentrated on column: $p_{Cd} = p \cdot (p_c/p_s)_d / [(p_c/p_s)_d a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{Cd}$	187,22	kPa
Design stress concentrated on soil: $p_{Sd} = p \cdot [(p_c/p_s)_d a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{Sd}$	25,28	kPa
Final improvement factor $n_{2,fin} = \min\{n_{max, b.c.}, n_{max, settle}, n_2\}$	$n_{2,d}$	1,978	-
Improved soil parameters of the composite ground			
Assumed elevation below stone column head	z	2,50	m
Buoyant unit weight of the improved soil: $\gamma'^* = a_{s1} \cdot \gamma'_c + (1 - a_{s1}) \cdot \gamma'_s$	$\gamma'^*$	9,31	kN/m <sup>3</sup>
Improved shear parameters following the average shear strength method (Aboshi et al 1979, Barksdale 1981)			
Drained conditions			
Effective angle of friction: $\phi'^* = \text{atan}\{[a_{s1} \cdot \sigma'_{Cd,z} \cdot \tan \phi_c + (1 - a_{s1}) \cdot \sigma'_{Sd,z} \cdot \tan \phi_s] / (\gamma'^* \cdot z + p)\}$	$\phi'^*$	33,7	°
Effective cohesion: $c'^* = (1 - a_{s1}) \cdot c'$	$c'^*$	1,69	kPa
Undrained conditions			
Undrained angle of friction: $\phi_u^* = \text{atan}\{[a_{s1} \cdot \sigma'_{Cd,z} \cdot \tan \phi_c] / (\gamma'^* \cdot z + p)\}$	$\phi_u^*$	22,3	°
Improved undrained shear strength: $c_u^* = (1 - a_{s1}) \cdot c'$	$c_u^*$	13,5	kPa
Improved compressibility parameters			
Compressibility modulus of the composite soil: $E^* = n_d \cdot E_S$	$E^*$	4,7	MPa
Undrained elastic modulus of the composite soil: $E_u^* = (3/2) \cdot [(1 - 2\mu_s) / (1 - \mu_s)] \cdot E^*$	$E_u^*$	3,61	MPa



GROUND IMPROVEMENT BY THE STONE COLUMNS METHOD			
"The Design of Vibroreplacement", Heinz J. Priebe, 1995			
Διατομή A-A: Βάθος 5-10m από τη στάθμη κεφαλής των χαλικοπασσάλων			
INPUT DATA			
Data for the stone columns			
Stone column diameter	D	0,90	m
Mesh dimensions	a	2,00	m
	b		m
Mesh shape	Mess	Square	
Bulk unit weight (buoyant)	$\gamma'_c$	11,0	kN/m <sup>3</sup>
Friction angle	$\varphi_c$	42,5	°
Compressibility modulus	$E_c$	50,0	MPa
Stone column cross-section area	$A_c = \pi D^2 / 4$	0,64	m <sup>2</sup>
Stone column influence area	$A = a * b$	4,00	m <sup>2</sup>
Area ratio $a_s$	$a_s = A_c / A$	0,159	-
Inverse area ratio	$1/a_s$	6,288	-
Data for the soil			
Bulk unit weight (buoyant)	$\gamma'_s$	9,0	kN/m <sup>3</sup>
Effective angle of friction	$\varphi_s$	25,0	°
Effective cohesion	$c_s$	2,0	kPa
Undrained shear strength	$c_{su}$	30,8	kPa
Undrained shear strength at depth 1.5D from stone column head	$c_{su,1.5D}$	13,0	
Compressibility modulus	$E_s$	2,4	MPa
Poisson's ratio	$\mu_s$	0,33	-
Data for the external load			
Uniform vertical external stress	p	50,0	kPa
Assumed degree of consolidation after imposing external load	U	100,0	%
Assumed safety factor against bulging bearing failure of the column head	S.F.	1,50	-
Calculations			
Basic improvement factor $n_0$			
Active pressure coeff.: $K_{ac} = \tan^2(45^\circ - \varphi_c/2)$	$K_{ac}$	0,194	-
$f(\mu_s, a_s) = [(1-\mu_s^2)/(1-\mu_s-2\mu_s^2)][(1-2\mu_s)(1-a_s)/(1-2\mu_s+a_s)]$	$f(\mu_s, a_s)$	1,129	-
Basic improvement factor: $n_0 = 1 + a_s[(0.5+f)/(4K_{ac}f)-1]$	$n_0$	2,026	-
Improvement factor $n_1$ corrected for non infinite stone column compressibility			
Compressibility modulus ratio $E_c/E_s$	$E_c/E_s$	20,833	-
Area ratio for equality of $n_0$ and $E_c/E_s$ , assuming $\mu_s = 1/3$	$(A_c/A)_1$	0,791	-
Addition to the area ratio $\Delta(A/A_c) = 1/(A_c/A)_1 - 1$	$\Delta(A/A_c)$	0,263	-
Corrected area ratio: $(A_c/A)' = [(A/A_c) + \Delta(A/A_c)]^{-1}$	$a_{s1} = (A_c/A)'$	0,153	-
Inverse corrected area ratio	$1/a_{s1}$	6,551	-
$f(\mu_s, a_{s1}) = [(1-\mu_s^2)/(1-\mu_s-2\mu_s^2)][(1-2\mu_s)(1-a_{s1})/(1-2\mu_s+a_{s1})]$	$f(\mu_s, a_{s1})$	1,152	-
Improvement factor: $n_1 = 1 + a_{s1}[(0.5+f(a_{s1}))/(4K_{ac}f(a_{s1}))-1]$	$n_1$	1,978	-
Improvement factor $n_2$ corrected for overburden			
Correction for overburden	Correction	Ignored	
Depth to the middle of the bulging zone (approx. 1.5*D)	d	1,35	m
Additional stress due to stone column weights	$W_c$	14,85	kPa
Additional stress due to soil weights	$W_s$	12,15	kPa
Pressure coefficient at rest of the column: $K_{0c} = 1 - \sin \varphi_c$	$K_{0c}$	0,324	-
Pressure coefficient at rest of the surrounding soil: $K_{0s} = 1 - \sin \varphi_s$	$K_{0s}$	0,577	-
Stress concentration factor: $(p_c/p_s)_1 = [0.5 + f(\mu_s, a_{s1})]/[K_{ac} * f(\mu_s, a_{s1})]$	$(p_c/p_s)_1$	7,406	-
Stress concentrated on column: $p_{c1} = p * (p_c/p_s)_1 / [(p_c/p_s)_1 a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{c1}$	187,22	kPa
Stress concentrated on soil: $p_{s1} = p / [(p_c/p_s)_1 a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{s1}$	25,28	kPa
Depth factor: $f_d = \min\{1/[1 + ((K_{0c} - W_s/W_c)/K_{0c}) * (W_c/p_{c1})], (E_c/E_s)/(p_c/p_s)\}$	$f_d$	1,000	-
Improvement factor $n_2 = f_d * n_1$	$n_2$	1,978	-
Resulting concentration factor for $n_2$ : $(p_c/p_s)_2 = [n_2 * (1 - a_{s1})]/a_{s1}$	$(p_c/p_s)_2$	7,406	-
Stress concentrated on column: $p_{c2} = p * (p_c/p_s)_2 / [(p_c/p_s)_2 a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{c2}$	187,22	kPa
Stress concentrated on soil: $p_{s2} = p / [(p_c/p_s)_2 a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{s2}$	25,28	kPa

Compatibility controls for settlement and bearing capacity of the stone columns against bulging			
Assumed soil conditions (drained or undrained) for bearing capacity calc.	Conditions	Both	
Passive pressure coefficient of stone column: $K_{pC} = 1/K_{aC}$	$K_{pC}$	5,165	-
Passive pressure coefficient of surrounding soil: $K_{pS} = \tan^2(45 + \phi'_s/2)$	$K_{pS}$	2,464	-
B.C. under <b>Drained Conditions</b> : $q_{ult,drn} = [(U \cdot p_s + \gamma'_s \cdot d)K_{pS} + 2c'_s \cdot K_{pS}^{0.5}]K_{pC}$	$q_{ult,drn}$	508,77	kPa
B.C. under <b>Undrained Conditions</b> : $q_{ult,undr} = [(U \cdot p_s + \gamma'_s \cdot d)K_{pS} + 4c_u]K_{pC}$	$q_{ult,undr}$	380,21	kPa
Worst case bearing capacity: $q_{ult} = \min(q_{ult,drn}, q_{ult,undr})$	$q_{ult}$	380,21	kPa
Limit concentration factor for b.c. control: $(p_c/p_s)_{max, b.c.} = (1 - a_{s1}) / (p \cdot F.S. / q_{ult} - a_{s1})$	$(p_c/p_s)_{lim}$	18,992	-
Improvement factor for b.c. control: $n_{max, b.c.} = a_{s1} \cdot ((p_c/p_s)_{max, b.c.} - 1) + 1$	$n_{max, b.c.}$	3,746	-
Improvement factor for settlement control: $n_{max, settle} = 1 + a_s(E_C/E_S - 1)$	$n_{max, settle}$	4,154	-
Final improvement factor $n_{2,fin} = \min\{n_{max, b.c.}, n_{max, settle}, n_2\}$	$n_{2,d}$	1,978	-
RESULTS			
Design stress concentration parameters			
Design concentration factor: $(p_c/p_s)_d = [n_{2,d} \cdot (1 - a_{s1})] / a_{s1}$	$(p_c/p_s)_d$	7,406	-
Design stress concentrated on column: $p_{cd} = p \cdot (p_c/p_s)_d / [(p_c/p_s)_d a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{cd}$	187,22	kPa
Design stress concentrated on soil: $p_{sd} = p \cdot [(p_c/p_s)_d a_{s1} + 1 - a_{s1}]$	$p_{sd}$	25,28	kPa
Final improvement factor $n_{2,fin} = \min\{n_{max, b.c.}, n_{max, settle}, n_2\}$	$n_{2,d}$	1,978	-
Improved soil parameters of the composite ground			
Assumed elevation below stone column head	z	7,50	m
Buoyant unit weight of the improved soil: $\gamma'^* = a_{s1} \cdot \gamma'_c + (1 - a_{s1}) \cdot \gamma'_s$	$\gamma'^*$	9,31	kN/m <sup>3</sup>
Improved shear parameters following the average shear strength method (Aboshi et al 1979, Barksdale 1981)			
Drained conditions			
Effective angle of friction: $\phi'^* = \arctan\{[a_{s1} \cdot \sigma'_{cd,z} \cdot \tan \phi_c + (1 - a_{s1}) \cdot \sigma'_{sd,z} \cdot \tan \phi_s] / (\gamma'^* \cdot z + p)\}$	$\phi'^*$	31,8	°
Effective cohesion: $c'^* = (1 - a_{s1}) \cdot c'$	$c'^*$	1,69	kPa
Undrained conditions			
Undrained angle of friction: $\phi_u^* = \arctan\{[a_{s1} \cdot \sigma'_{cd,z} \cdot \tan \phi_c] / (\gamma'^* \cdot z + p)\}$	$\phi_u^*$	17,5	°
Improved undrained shear strength: $c_u^* = (1 - a_{s1}) \cdot c'$	$c_u^*$	26,1	kPa
Improved compressibility parameters			
Compressibility modulus of the composite soil: $E^* = n_d \cdot E_s$	$E^*$	4,7	MPa
Undrained elastic modulus of the composite soil: $E_u^* = (3/2) \cdot [(1 - 2\mu_s) / (1 - \mu_s)] \cdot E^*$	$E_u^*$	3,61	MPa



### **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΣΤ-3**

**Υπολογισμός παραμένουσας αντοχής εδάφους λόγω  
ρευστοποίησης**

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΣΤ-3

## ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΑΡΑΜΕΝΟΥΣΑΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΕΔΑΦΟΥΣ ΛΟΓΩ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ

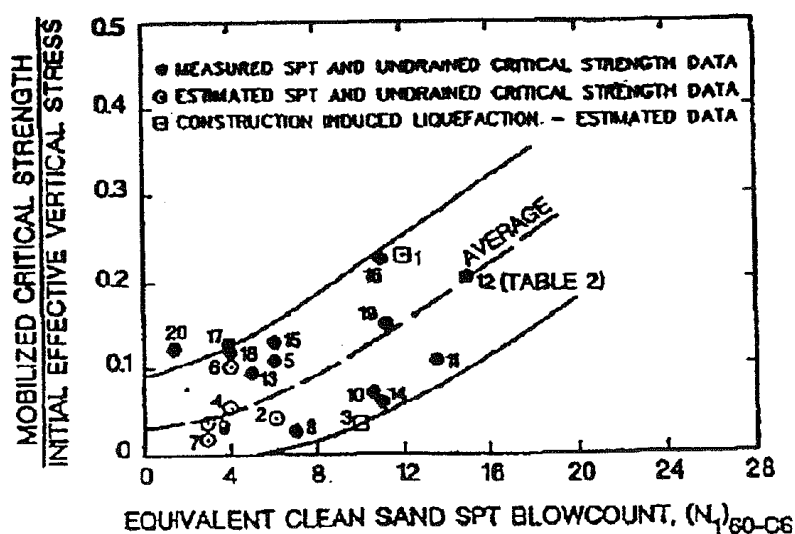
### 1 ΓΕΝΙΚΑ

Εκτιμάται η παραμένουσα αστράγγιστη διατμητική αντοχή της Στρώσης Ι εκτός της ζώνης των χαλικοपाσσάλων, λόγω πιθανής ρευστοποίησής της κατά την εκδήλωση σεισμικού γεγονότος αντίστοιχου του σεισμού σχεδιασμού.

### 2 ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ

Η παραμένουσα αντοχή του πλήρως ρευστοποιήσιμου εδάφους, δύναται να εκτιμηθεί σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση, η οποία προκύπτει από τις μέσες τιμές αποτελεσμάτων από πραγματικά περιστατικά, όπως αποτυπώνονται στο διάγραμμα που ακολουθεί (Stack & Merci, 1992, βλ. [x] § 6.1.3 του Τεύχους Υπολογισμών).

$$s_{ur}/\sigma'_{v0} = 0.011 \cdot (N_1)_{60-cs} \quad (\Sigma\Gamma-3 -1)$$



Εικόνα ΣΤ-3 - 2-1: Σχέση μεταξύ παραμένουσας διατμητικής αντοχής και διορθωμένων κρούσεων SPT (κατά Stark and Merci 1992)

Η παραπάνω εξίσωση εκτιμά την παραμένουσα αντοχή συναρτήσει της αρχικής γεωστατικής κατακόρυφης ενεργού τάσης  $\sigma'_{v0}$  και εμπεριέχει την απομείωση των ενεργών τάσεων λόγω ανάπτυξης υπερπίεσεων πόρων κατά τη διάρκεια του σεισμού.



Ο  $(N_1)_{60,cs}$ , αποτελεί τον ισοδύναμο της καθαρής άμμου διορθωμένο αριθμό κρούσεων SPT, ο οποίος εκτός άλλων, λαμβάνει υπόψη την αύξηση της αντίστασης σε ρευστοποίηση της στρώσης λόγω της περιεκτικότητάς της σε λεπτόκοκκο κλάσμα (κλάσμα διερχόμενο από το κόσκινο, #200, ανοίγματος βροχίδας, 72μm και υπολογίζεται κατά NCEER (1996)/NCEER/NSF (1998) (βλ. [xvi] § 6.1.3 του Τεύχους Υπολογισμών).

$$(N_1)_{60,cs} = a + \beta \cdot (N_1)_{60}$$

όπου,

$a = 0$ , για  $FC \leq 5\%$

$a = e^{(1.76 - 190/FC^2)}$ , για  $5\% \leq FC < 35\%$

$a = 5.0$ , για  $FC \geq 35\%$

$\beta = 1.0$ , για  $FC \leq 5\%$

$\beta = [0.99 + FC^{1.5}/1000]$ , για  $5\% \leq FC < 35\%$

$\beta = 1.2$ , for  $FC \geq 35\%$ , όπου F.C. το ποσοστό σε λεπτόκοκκα της στρώσης κατά τα ανωτέρω.

Ο  $(N_1)_{60}$ , αποτελεί των διορθωμένο αριθμό κρούσεων της δοκιμής πρότυπης διείσδυσης SPT, λόγω υπερκειμένων, ενέργειας κρούσης διάφορης του 60% της θεωρητικής ενέργειας από την πτώση της σφύρας, διαμέτρου και μήκους διατρητικών στελεχών, τύπο δειγματολήπτη και υπολογίζεται κατά NCEER (1996)/NCEER/NSF (1998), από τη σχέση,

$$(N_1)_{60} = N_m \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S$$

όπου,

$N_m$ : ο μετρηθείς στο πεδίο αριθμός κρούσεων.

$C_N$ : συντελεστής κανονικοποίησης του  $N_m$  σε τάση αναφοράς λόγω υπερκειμένων, 100kPa, όπως υπολογίζεται από τη σχέση,  $C_N = 1 / (P_a / \sigma'_{vo})^{0.5} < 1.7$ ,  $P_a = 100$  kPa

$C_E$ : συντελεστής διόρθωσης για ενέργεια κρούσης διάφορη του 60% της θεωρητικής ενέργειας από την πτώση της σφύρας (θεωρήθηκε για σφύρα ελεύθερης πτώσης συντηρητικώς τιμή 0.90).

$C_B$ : διορθωτικός συντελεστής για τη διάμετρο του διατρητικού στελέχους (ελήφθη ίσος προς 1 για διαμέτρους που δεν υπερβαίνουν τα 115cm),

$C_R$ : συντελεστής λόγω μήκους διατρητικών στελεχών

$C_S$ : συντελεστής διόρθωσης για δειγματολήπτες με ή χωρίς «πουκάμισο (στην παρούσα περίπτωση χρησιμοποιήθηκε δειγματολήπτης Terzaghi, χωρίς πουκάμισο).

Προτεινόμενες τιμές για τους παραπάνω διορθωτικούς συντελεστές του αριθμού κρούσεων SPT, παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί.

Factor (1)	Equipment variable (2)	Term (3)	Correction (4)
Overburden pressure	—	$C_N$	$(P_a/\sigma'_{vo})^{0.5}$
Overburden pressure	—	$C_N$	$C_N \leq 1.7$
Energy ratio	Donut hammer	$C_E$	0.5–1.0
Energy ratio	Safety hammer	$C_E$	0.7–1.2
Energy ratio	Automatic-trip Donut-type hammer	$C_E$	0.8–1.3
Borehole diameter	65–115 mm	$C_B$	1.0
Borehole diameter	150 mm	$C_B$	1.05
Borehole diameter	200 mm	$C_B$	1.15
Rod length	<3 m	$C_R$	0.75
Rod length	3–4 m	$C_R$	0.8
Rod length	4–6 m	$C_R$	0.85
Rod length	6–10 m	$C_R$	0.95
Rod length	10–30 m	$C_R$	1.0
Sampling method	Standard sampler	$C_S$	1.0
Sampling method	Sampler without liners	$C_S$	1.1–1.3

**Πίνακας ΣΤ-3 - 2-1: Συντελεστές διόρθωσης αριθμού κρούσεων SPT (Skempton 1986)**

### 3 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

Με εφαρμογή της παραπάνω μεθοδολογίας προκύπτουν τα αποτελέσματα για το διορθωμένο αριθμό κρούσεων  $(N_1)_{60-CS}$ , που παρουσιάζονται για τις δύο εκτελεσθείσες στην περιοχή του έργου Γεωτρήσεις ΘΓ1 και ΘΓ2, στον πίνακα που ακολουθεί.

Γεώτρηση	Βάθος δοκιμής	AUSC	z (m)	$\sigma'_{vo}$ (kPa)	$N_m$	$C_N$	$C_E$	$C_B$	$C_R$	$C_S$	F.C. (%)	$(N_1)_{60,cs}$
ΘΓ1	1.00 – 1.45	CL-ML	1.30	11.7	9	1.70	0.9	1.0	0.85	1.1	>35	<b>20.4</b>
	5.00 – 5.45	CL	2.30	47.7	4	1.45	0.9	1.0	0.95	1.1	>35	<b>11.5</b>
	8.60 – 9.05	CL	8.90	80.1	4	1.12	0.9	1.0	1.00	1.1	>35	<b>10.3</b>
ΘΓ2	1.00 – 1.45	CL	1.30	11.7	2	1.70	0.9	1.0	0.95	1.1	>35	<b>8.8</b>
	3.50 – 3.95	CL-ML	3.80	34.2	2	1.70	0.9	1.0	1.00	1.1	>35	<b>9.0</b>
	7.70 – 8.15	CL	8.00	72.0	2	1.18	0.9	1.0	1.00	1.1	>35	<b>7.8</b>
	9.60 – 10.05	CL	9.90	89.1	4	1.06	0.9	1.0	1.00	1.1	>35	<b>10.0</b>

**Πίνακας ΣΤ-3 - 3-1: Αποτελέσματα διορθωμένου αριθμού κρούσεων  $(N_1)_{60-CS}$**

Σύμφωνα με τα παραπάνω αποτελέσματα, προκύπτει εύρος διορθωμένου αριθμού κρούσεων  $(N_1)_{60-cs}$  εντός της Στρώσης I, που κυμαίνεται μεταξύ 7 και 20 με Μ.Τ. το 11.

Λαμβάνοντας συντηρητικώς ως αντιπροσωπευτική τιμή διορθωμένου αριθμού κρούσεων,  $(N_1)_{60-cs} = 9$ , προκύπτει με εφαρμογή της σχέσης (ΣΤ-3 -1), για το δεδομένο υπό άνωση φαινόμενο βάρος  $\gamma' = 9 \text{ kN/m}^3$  της Στρώσης I, κατανομή με το βάθος της παραμένουσας λόγω ρευστοποίησης αστράγγιστης διατμητικής αντοχής,

$$c_{u,res} = 0.9 \cdot z \text{ (kPa)},$$

όπου,

z: το βάθος από την επιφάνεια του φυσικού πυθμένα.

## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΣΤ-4**

**Εκτίμηση παραμέτρων εισαγωγής των γεωυφασμάτων  
στο πρόγραμμα Larix-5S**

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΣΤ-4****ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΕΙΣΑΓΩΓΗΣ ΤΩΝ  
ΓΕΩΥΦΑΣΜΑΤΩΝ ΣΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ LARIX-5S**

Τα γεωυφάσματα εισάγονται στο πρόγραμμα ευστάθειας Larix 5s ως στοιχεία εφελκυστικής αντοχής. Η αντοχή τους καθορίζεται από δύο παραμέτρους, την  $K_{max}$  και την  $H$  όπου,

$K_{max}$ : η αντοχή σχεδιασμού του γεωυφάσματος, σε kN/m

$H$ : ο συντελεστής συνάφειας του γεωυφάσματος σε kN/m<sup>2</sup>, ο οποίος εκφράζει την ανά μέτρο μήκους αύξηση της αντοχής έναντι εξόλκευσής του, εκ των αναπτυσσόμενων δυνάμεων τριβής στη διεπιφάνεια αυτού με τη στρώση εγκιβωτισμού του (εξυγιαντική στρώση αμμοχαλίκου). Από τον εν λόγω συντελεστή καθορίζεται το μήκος αγκύρωσης του γεωυφάσματος που απαιτείται για την πλήρη ανάπτυξη της δύναμης σχεδιασμού του,  $K_{max}$ .

Η αντοχή σχεδιασμού του γεωυφάσματος,  $K_{max}$ , λαμβάνεται από την ονομαστική του αντοχή,  $T_{ult}$ , διηρημένη με κατάλληλο συντελεστή ασφαλείας,  $FS$ , ήτοι,  $K_{max} = T_{ult} / FS$ . Στον εν λόγω συντελεστή λαμβάνονται υπόψη φαινόμενα ερπυσμού, διάβρωσης, φθοράς κατά την κατασκευή και λειτουργία κ.λπ. Από τεχνικές προδιαγραφές διαθέσιμων στο εμπόριο υφαντών γεωυφασμάτων αλλά και την διεθνή βιβλιογραφία (βλ. [xi] § 6.1.3), υιοθετείται συντελεστής ασφαλείας επί της ονομαστικής αντοχής του γεωυφάσματος,  **$FS = 2.0$** .

Το ελάχιστο απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης του γεωυφάσματος για την πλήρη ανάπτυξη της δύναμης σχεδιασμού του, δίνεται από την σχέση:

$$L_e = K_{max} * F / (2T_{min})$$

Όπου:

$F$ : ο συντελεστής ασφαλείας επί των δυνάμεων τριβής,  $F = 1.50$

$T_{min}$ : η τάση συνάφειας η οποία δίνεται από την σχέση  
 $T_{min} = \sigma'_v * \tan \delta$ ,  $\delta = (0.83 \div 0.90) * \phi$

$\phi$ : η γωνία εσωτερικής τριβής της στρώσης εντός της οποίας εγκιβωτίζεται το γεωύφασμα (λαμβάνεται για την εξισωτική στρώση αμμοχαλίκου,  $\phi' = 36^\circ$ )

σ'ν: η ενεργός γεωστατική τάση στην στάθμη τοποθέτησης του γεωυφάσματος, η οποία και καθορίζεται από το ύψος των υπερκειμένων γαιών άνωθεν του γεωυφάσματος, στην εκάστοτε θέση κατά μήκος αυτού.

Στην περίπτωση που το ελάχιστο απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης από το άκρο του γεωυφάσματος,  $L_e$ , είναι μικρότερο του αντίστοιχου προκύπτοντος κατά τους ελέγχους ευστάθειας  $L$  (το τελευταίο ορίζεται ως το μήκος του τμήματος του γεωυφάσματος που βρίσκεται όπισθεν του σημείου τομής του με την επιφάνεια αστοχίας), τότε θεωρείται ότι το γεωύφασμα αναπτύσσει πλήρως την αντοχή σχεδιασμού του,  $K_{max}$ . Σε αντίθετη περίπτωση όταν δηλαδή,  $L < L_e$ , το γεωύφασμα, λόγω ανεπαρκούς μήκους αγκύρωσης, αναπτύσσει μέρος μόνον της αντοχής του, η οποία υπολογίζεται με ευθεία αναλογία από τη σχέση,  $K=(L/L_e)*K_{max}$ .

Τα παραπάνω λαμβάνονται αυτόματα υπόψη κατά τους ελέγχους ευστάθειας, μέσω της εσωτερικής υπολογιστικής διαδικασίας του προγράμματος Larix-5s, επί τη βάση του εισαχθέντος συντελεστή συνάφειας,  $H$ , και της αντοχής,  $K_{max}$ , του γεωυφάσματος. Οι ως άνω δύο παράμετροι συνδέονται με το ελάχιστο απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης για πλήρη ανάπτυξη της εφελκυστικής αντοχής σχεδιασμού του,  $L_e$ , μέσω της σχέσης:

$$H = K_{max} / L_e$$

Το ελάχιστο μήκος αγκύρωσης του γεωυφάσματος και κατ' επέκταση ο συντελεστής συνάφειας, παράμετροι οι οποίες αποτελούν συνάρτηση των επιβαλλόμενων ενεργών τάσεων στην στάθμη διάστρωσής του, υπολογίζονται με την βοήθεια κατάλληλα διαμορφωμένου για τον σκοπό αυτόν υπολογιστικού φύλλου (excel), στο οποίο εισάγονται τα ακριβή γεωμετρικά χαρακτηριστικά του σώματος του έργου, οι αντίστοιχες γεωτεχνικές παράμετροι των επιμέρους στρώσεων που το δομούν και τα τεχνικά χαρακτηριστικά του γεωυφάσματος και λαμβάνονται αποτελέσματα για το μήκος αγκύρωσης,  $L_e$ , και τις παραμέτρους σχεδιασμού του γεωυφάσματος  $K_{max}$  και  $H$ , οι οποίες τελικώς εισάγονται στο πρόγραμμα γενικής ευστάθειας Larix-5S. Τα σχετικά φύλλα υπολογισμού για τις δύο επιλεχθείσες διατομές ελέγχου παρουσιάζονται στη συνέχεια.

## ΟΡΙΣΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΛΙΜΕΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ

ΤΕΥΧΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ

Γεωμετρία έργου ως προς τη στάθμη του γεωυφάσματος

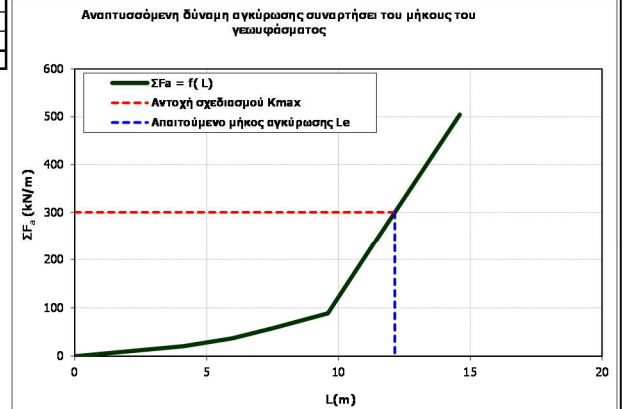
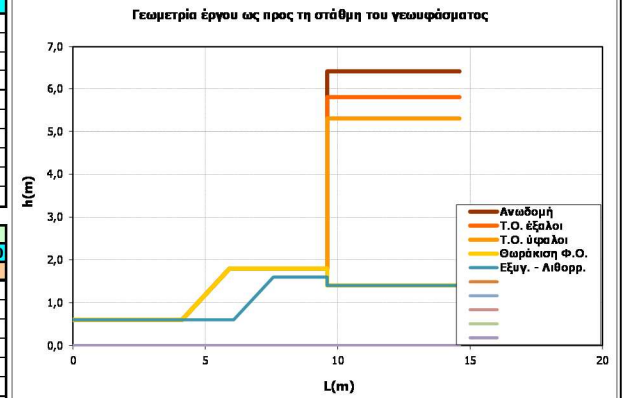
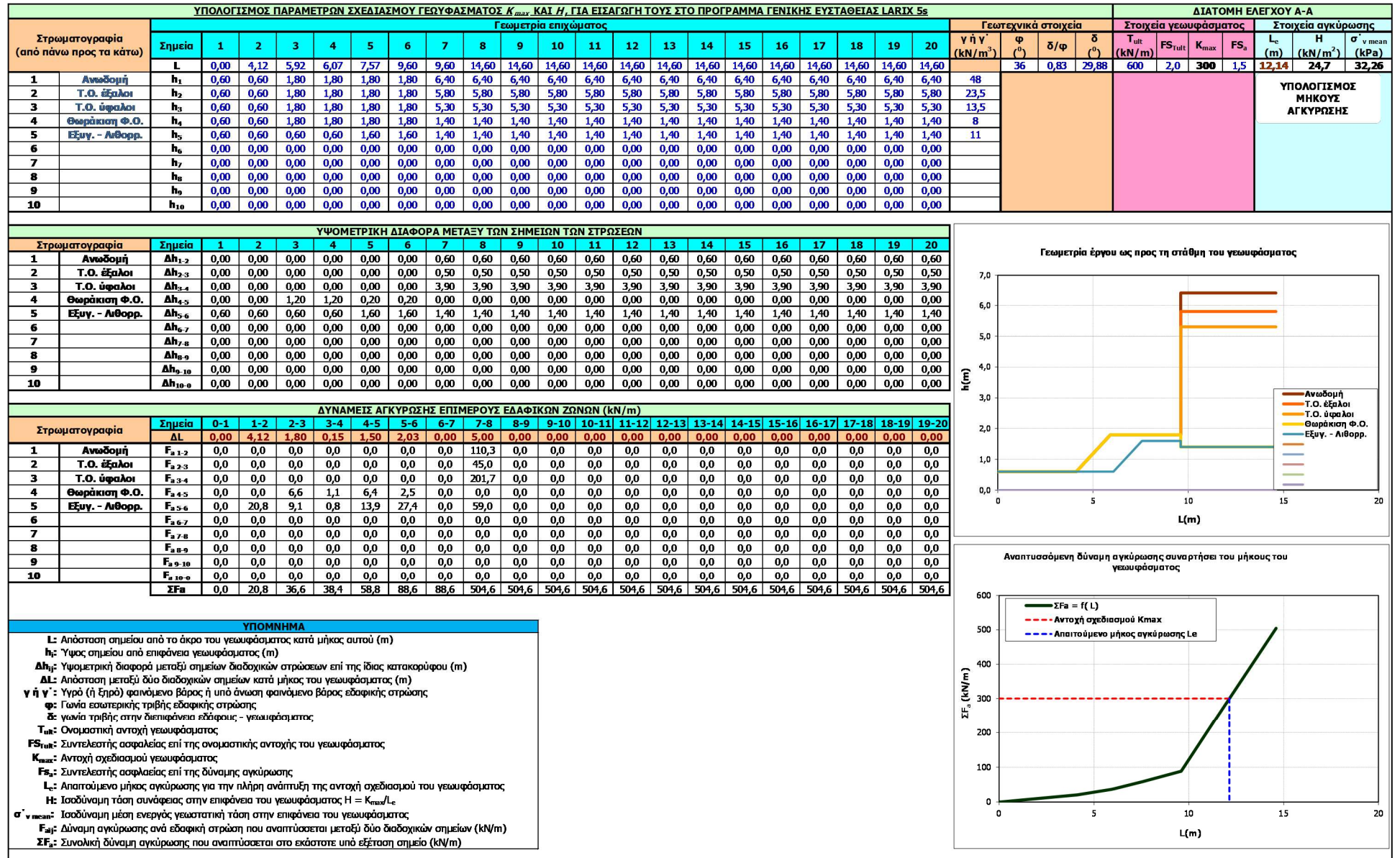
h (m)

L (m)

Λεγάνδα:

- Ανωδομή
- Τ.Ο. έξωλοι
- Τ.Ο. ύφασμα
- Θερμάκιση Φ.Ο.
- Εξυγ. - Αιθορρ.





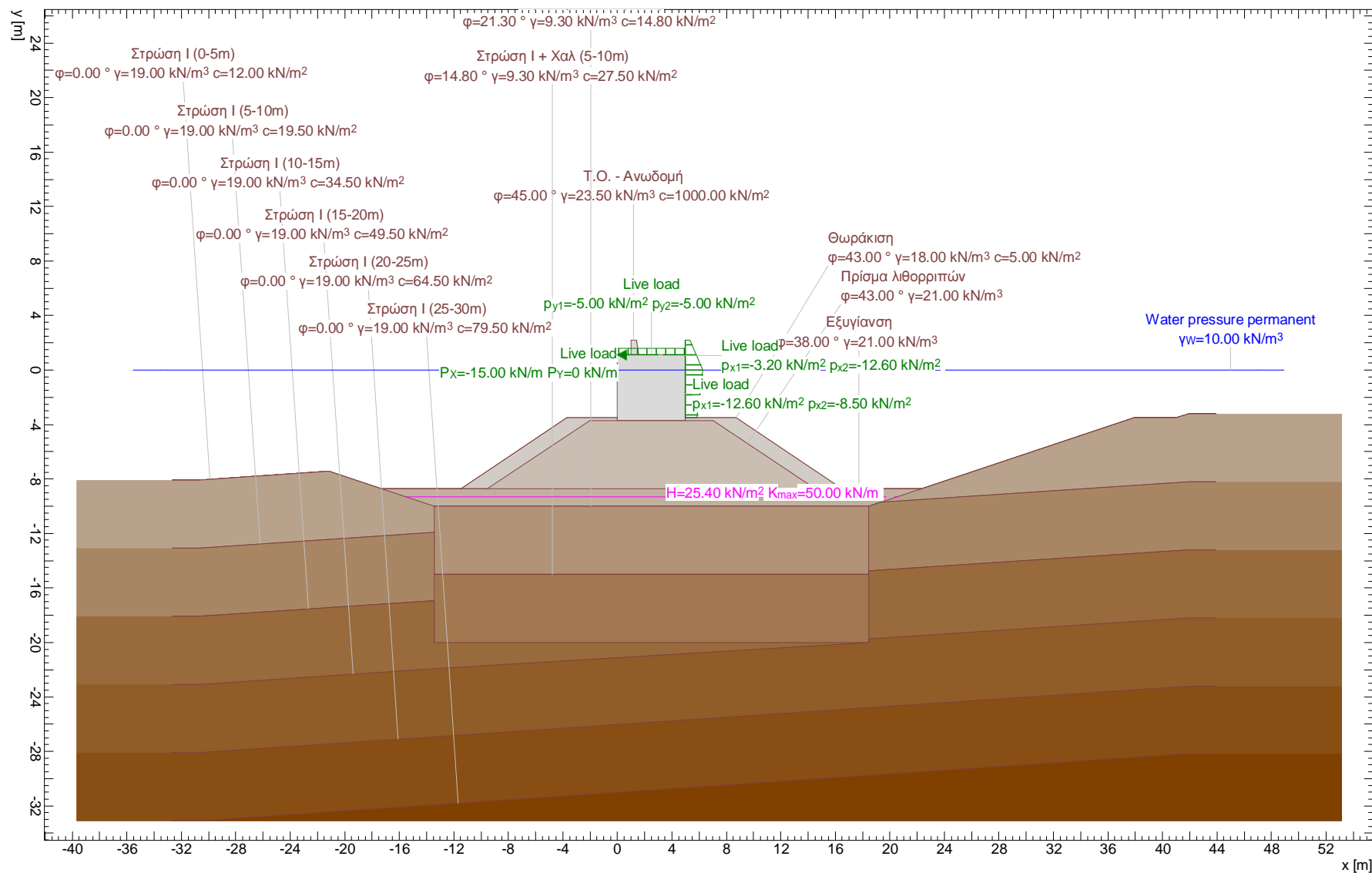


## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΣΤ-5**

**Έλεγχοι γενικής ευστάθειας – Αναλυτικά δεδομένα και  
αποτελέσματα προγράμματος Larix-5S**

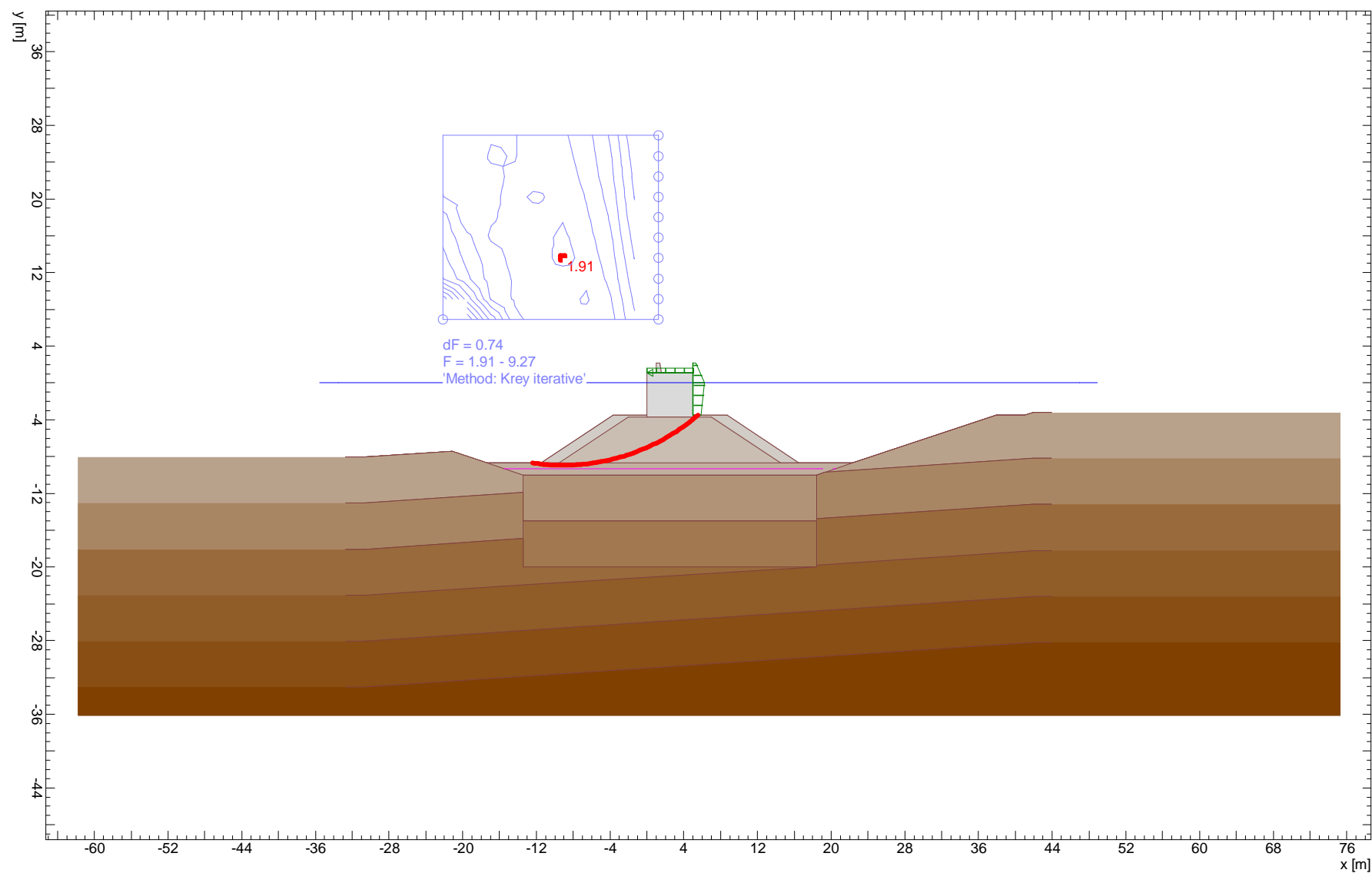
## **ΔΙΑΤΟΜΗ ΕΛΕΓΧΟΥ Γ-Γ**

soil model



Nr.:

!Global safety / AC 1



Nr.:

ΛΙΜΕΝΙΚΗ ΕΓΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΕΞΥΠΗΡΕΤΗΣΗΣ ΣΚΑΦΩΝ ΣΤΗ ΘΕΣΗ ΨΑΝΗ ΝΑΥΠΑΚΤΟΥ										Page 3
ΔΙΑΤΟΜΗ ΕΛΕΓΧΟΥ Γ-Γ										19.10.23, 17:08
Στατικές συνθήκες										Larix-5 - Version 2.05
<b>GEOTECHNICAL MODEL</b>										
<b>Soil layer boundaries</b>										
Description	φ [°]	Parameters γ [kN/m <sup>3</sup> ]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	Point	x [m]	y [m]	Polygon points Point	x [m]	y [m]	
Τ.Ο. - Ανωδομή	45.00	23.50	1000.00	1	-30.67	-8.06	2	-21.16	-7.42	
				3	-17.33	-8.70	4	-11.48	-8.70	
				5	-3.68	-3.50	6	0	-3.50	
				7	0	1.10	8	1.00	1.10	
				9	1.00	2.20	10	1.40	2.20	
				11	1.55	1.10	12	5.00	1.10	
				13	5.00	-3.70	14	5.00	-3.50	
				15	8.68	-3.50	16	16.48	-8.70	
				17	22.33	-8.70	18	37.93	-3.50	
				19	41.00	-3.50	20	41.94	-3.19	
Θωράκιση	43.00	18.00	5.00	1	-30.67	-8.06	2	-21.16	-7.42	
				3	-17.33	-8.70	4	-11.48	-8.70	
				5	-3.68	-3.50	6	0	-3.50	
				7	0	-3.70	8	5.00	-3.70	
				9	5.00	-3.50	10	8.68	-3.50	
				11	16.48	-8.70	12	22.33	-8.70	
				13	37.93	-3.50	14	41.00	-3.50	
				15	41.94	-3.19				
Πρίσμα λιθορριπών	43.00	21.00	0	1	-30.67	-8.06	2	-21.16	-7.42	
				3	-17.33	-8.70	4	-9.53	-8.70	
				5	-2.03	-3.70	6	0	-3.70	
				7	5.00	-3.70	8	7.03	-3.70	
				9	14.53	-8.70	10	16.48	-8.70	
				11	22.33	-8.70	12	37.93	-3.50	
				13	41.00	-3.50	14	41.94	-3.19	
Εξυγίανση	38.00	21.00	0	1	-30.67	-8.06	2	-21.16	-7.42	
				3	-17.33	-8.70	4	-11.48	-8.70	
				5	-9.53	-8.70	6	14.53	-8.70	
				7	22.33	-8.70	8	37.93	-3.50	
				9	41.00	-3.50	10	41.94	-3.19	
Στρώση Ι (0-5m)	0.00	19.00	12.00	1	-30.67	-8.06	2	-21.16	-7.42	
				3	-17.33	-8.70	4	-13.43	-10.00	
				5	18.43	-10.00	6	22.33	-8.70	
				7	37.93	-3.50	8	41.00	-3.50	
				9	41.94	-3.19				
Στρώση Ι + Χαλ (0-5m)	21.30	9.30	14.80	1	-30.67	-13.06	2	-13.43	-11.90	
				3	-13.43	-10.00	4	18.43	-10.00	
				5	19.31	-9.71	6	41.94	-8.19	
Στρώση Ι (5-10m)	0.00	19.00	19.50	1	-30.67	-13.06	2	-13.43	-11.90	
				3	-13.43	-15.00	4	18.43	-15.00	
				5	18.43	-14.77	6	18.43	-10.00	
				7	19.31	-9.71	8	41.94	-8.19	
Στρώση Ι + Χαλ (5-10m)	14.80	9.30	27.50	1	-30.67	-18.06	2	-13.43	-16.90	
				3	-13.43	-15.00	4	18.43	-15.00	
										Nr.:

Description	Parameters			Polygon points						
	$\phi$ [°]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Point	x [m]	y [m]	Point	x [m]	y [m]	
Στρώση Ι (10-15m)	0.00	19.00	34.50	5	18.43	-14.77	6	41.94	-13.19	
				1	-30.67	-18.06	2	-13.43	-16.90	
				3	-13.43	-20.00	4	18.43	-20.00	
				5	18.43	-19.77	6	18.43	-16.00	
Στρώση Ι (15-20m)	0.00	19.00	49.50	7	18.43	-14.77	8	41.94	-13.19	
				1	-30.67	-23.06	2	-13.43	-21.90	
				3	18.43	-20.00	4	18.43	-19.77	
Στρώση Ι (20-25m)	0.00	19.00	64.50	5	41.94	-18.19				
Στρώση Ι (25-30m)	0.00	19.00	79.50	1	-30.67	-28.06	2	41.94	-23.19	
				1	-30.67	-33.06	2	41.94	-28.19	

**Water table**

Water pressure permanent

Parameters			Polygon points									
$\gamma_w$ [kN/m <sup>3</sup> ]	State	u	Point	x [m]	y [m]	Point	x [m]	y [m]	Point	x [m]	y [m]	
10.00	active	static	1	-33.53	0	2	46.93	0				

State : Groundwater active or inactive in the analysis

u : Pore pressure calculated hydrodynamically or hydrostatically

**Soil reinforcement elements**

Parameters		Geometry				
H [kN/m <sup>2</sup> ]	$K_{max}$ [kN/m]	$x_1$ [m]	$y_1$ [m]	$x_2$ [m]	$y_2$ [m]	
25.40	50.00	-15.53	-9.30	20.53	-9.30	

H : Soil reinforcement forces

 $K_{max}$  : Pull-out or breaking force of soil reinforcement element**LOADS****Distributed load**

Description	Action	$x_1$ [m]	$y_1$ [m]	$x_2$ [m]	$y_2$ [m]	$p_1$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$p_2$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Orientation
	Live load	0.00	1.10	5.00	1.10	-5.00	-5.00	y
	Live load	5.00	2.20	5.00	0	-3.20	-12.60	x
	Live load	5.00	0	5.00	-3.50	-12.60	-8.50	x

**Line load**

Description	Action	x [m]	y [m]	P <sub>x</sub> [kN/m]	P <sub>y</sub> [kN/m]	
	Live load	0.00	1.10	-15.00	0	

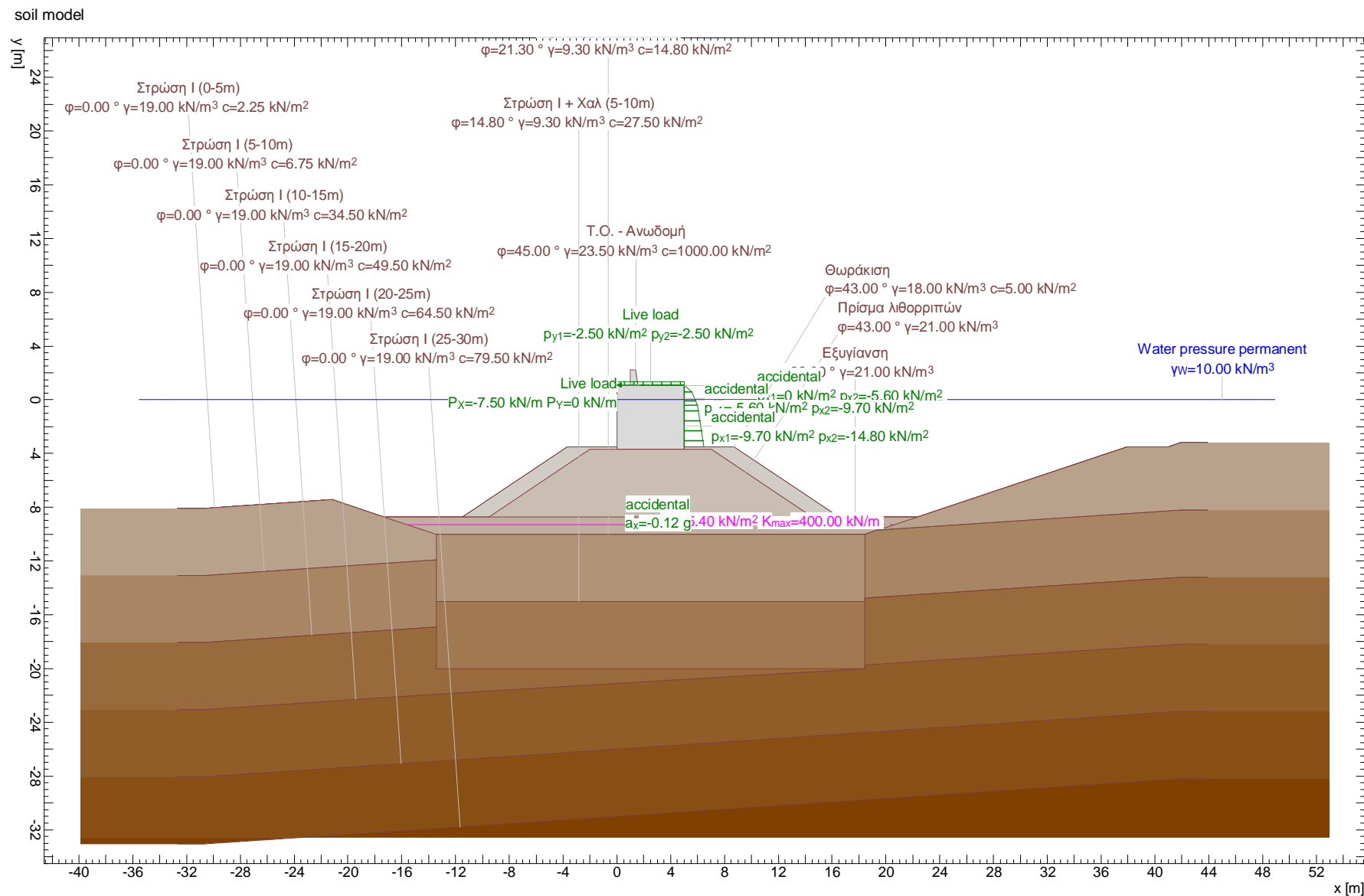
**CALCULATION OPTIONS****Options**

Method	δ <sub>T</sub> [-]	n <sub>L</sub>	Straight extensions of slip circles			
Krey	0.0200	50.000	with	Safety factor determined iteratively		

δ<sub>T</sub> : Convergence tolerance of the iterationn<sub>L</sub> : Number of slices**LIMIT VALUES****Slip circle with minimum safety**

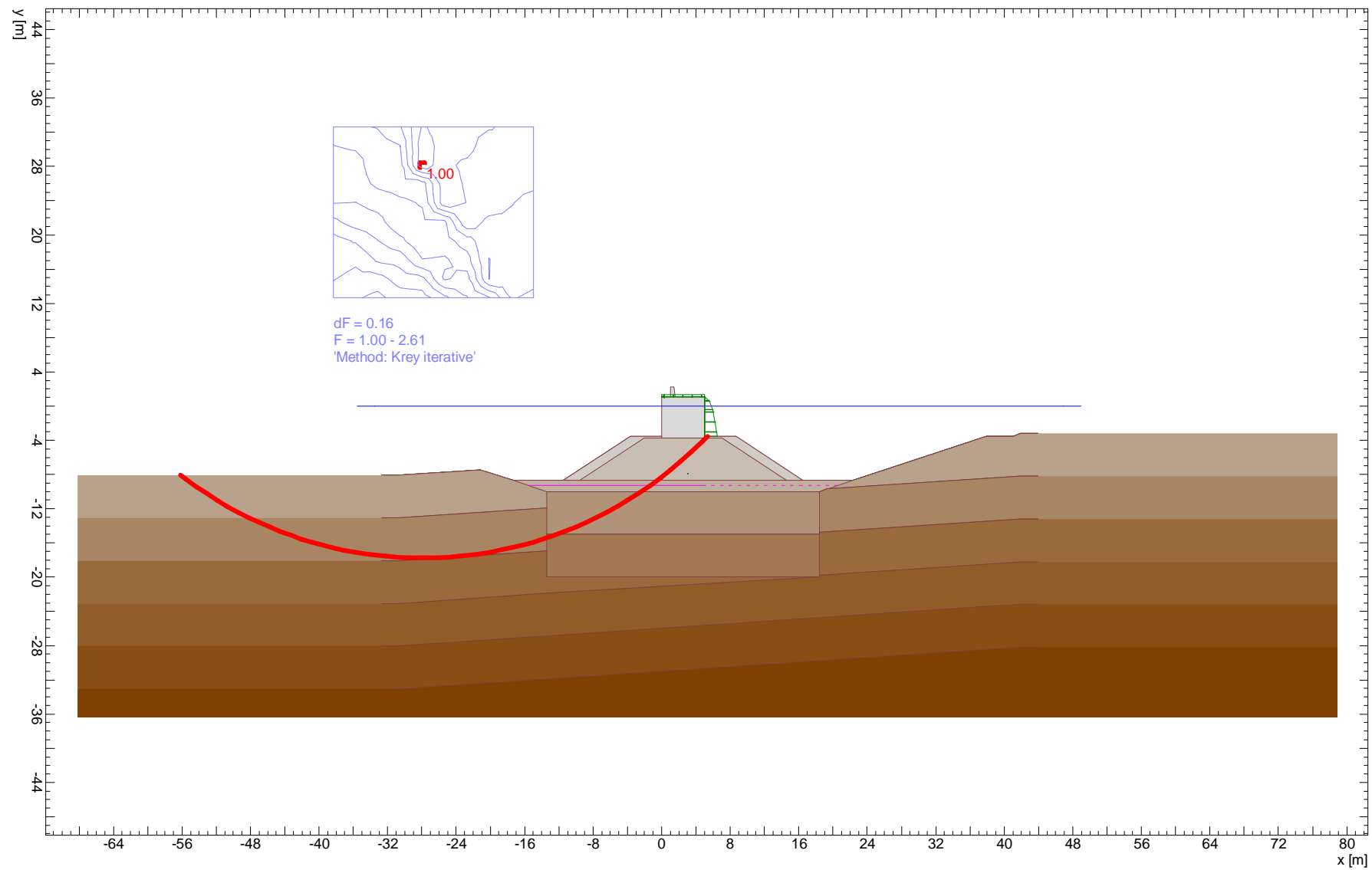
Circle No.	x [m]	y [m]	R [m]	point of constraint	Anchor	F <sub>ex</sub> [-]	L <sub>req</sub> [m]	L <sub>min</sub> [m]	Remark see footnotes	
351	-9.14	13.57	22.51	1		1.91				

F<sub>ex</sub> : existing safety, required safety F<sub>req</sub> = 1.00L<sub>req</sub> : calculated required free anchor length between L<sub>min</sub> - L<sub>max</sub>L<sub>min</sub> : input minimum free anchor length





!Global safety / AC 1



Nr.:

ΛΙΜΕΝΙΚΗ ΕΓΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΕΞΥΠΗΡΕΤΗΣΗΣ ΣΚΑΦΩΝ ΣΤΗ ΘΕΣΗ ΨΑΝΗ ΝΑΥΠΑΚΤΟΥ										Page 8
ΔΙΑΤΟΜΗ ΕΛΕΓΧΟΥ Γ-Γ										19.10.23, 17:19
Βαθύς κύκλος αστοχίας										Σεισμικές συνθήκες
Larix-5 - Version 2.05										
<b>GEOTECHNICAL MODEL</b>										
<b>Soil layer boundaries</b>										
Description	φ [°]	Parameters γ [kN/m <sup>3</sup> ]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	Point	x [m]	y [m]	Polygon points Point	x [m]	y [m]	
Τ.Ο. - Ανωδομή	45.00	23.50	1000.00	1	-30.67	-8.06	2	-21.16	-7.42	
				3	-17.33	-8.70	4	-11.48	-8.70	
				5	-3.68	-3.50	6	0	-3.50	
				7	0	1.10	8	1.00	1.10	
				9	1.00	2.20	10	1.40	2.20	
				11	1.55	1.10	12	5.00	1.10	
				13	5.00	-3.70	14	5.00	-3.50	
				15	8.68	-3.50	16	16.48	-8.70	
				17	22.33	-8.70	18	37.93	-3.50	
				19	41.00	-3.50	20	41.94	-3.19	
Θωράκιση	43.00	18.00	5.00	1	-30.67	-8.06	2	-21.16	-7.42	
				3	-17.33	-8.70	4	-11.48	-8.70	
				5	-3.68	-3.50	6	0	-3.50	
				7	0	-3.70	8	5.00	-3.70	
				9	5.00	-3.50	10	8.68	-3.50	
				11	16.48	-8.70	12	22.33	-8.70	
				13	37.93	-3.50	14	41.00	-3.50	
				15	41.94	-3.19				
Πρίσμα λιθορριπών	43.00	21.00	0	1	-30.67	-8.06	2	-21.16	-7.42	
				3	-17.33	-8.70	4	-11.48	-8.70	
				5	-9.53	-8.70	6	-2.03	-3.70	
				7	0	-3.70	8	5.00	-3.70	
				9	7.03	-3.70	10	14.53	-8.70	
				11	16.48	-8.70	12	22.33	-8.70	
				13	37.93	-3.50	14	41.00	-3.50	
				15	41.94	-3.19				
Εξυγίανση	38.00	21.00	0	1	-30.67	-8.06	2	-21.16	-7.42	
				3	-17.33	-8.70	4	-11.48	-8.70	
				5	-9.53	-8.70	6	14.53	-8.70	
				7	22.33	-8.70	8	37.93	-3.50	
				9	41.00	-3.50	10	41.94	-3.19	
Στρώση Ι (0-5m)	0.00	19.00	2.25	1	-30.67	-8.06	2	-21.16	-7.42	
				3	-17.33	-8.70	4	-13.43	-10.00	
				5	-11.48	-10.00	6	-3.68	-10.00	
				7	8.68	-10.00	8	16.48	-10.00	
				9	18.43	-10.00	10	22.33	-8.70	
				11	37.93	-3.50	12	41.00	-3.50	
				13	41.94	-3.19				
Στρώση Ι + Χαλ (0-5m)	21.30	9.30	14.80	1	-30.67	-13.06	2	-13.43	-11.90	
				3	-13.43	-10.00	4	18.43	-10.00	
				5	19.31	-9.71	6	41.94	-8.19	
Στρώση Ι (5-10m)	0.00	19.00	6.75	1	-30.67	-13.06	2	-13.43	-11.90	
				3	-13.43	-15.00	4	18.43	-15.00	
				5	18.43	-14.77	6	18.43	-10.00	
										Nr.:

Βαθύς κύκλος αστοχίας

Σεισμικές συνθήκες

Larix-5 - Version 2.05

Description	Parameters			Polygon points						
	$\phi$ [°]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Point	x [m]	y [m]	Point	x [m]	y [m]	
Στρώση I + Χαλ (5-10m)	14.80	9.30	27.50	7	19.31	-9.71	8	41.94	-8.19	
				1	-30.67	-18.06	2	-13.43	-16.90	
				3	-13.43	-15.00	4	18.43	-15.00	
Στρώση I (10-15m)	0.00	19.00	34.50	5	18.43	-14.77	6	41.94	-13.19	
				1	-30.67	-18.06	2	-13.43	-16.90	
				3	-13.43	-20.00	4	18.43	-20.00	
				5	18.43	-19.77	6	18.43	-16.00	
Στρώση I (15-20m)	0.00	19.00	49.50	7	18.43	-14.77	8	41.94	-13.19	
				1	-30.67	-23.06	2	-13.43	-21.90	
				3	18.43	-20.00	4	18.43	-19.77	
				5	41.94	-18.19				
Στρώση I (20-25m)	0.00	19.00	64.50	1	-30.67	-28.06	2	41.94	-23.19	
Στρώση I (25-30m)	0.00	19.00	79.50	1	-30.67	-33.06	2	41.94	-28.19	

**Water table**

Water pressure permanent

Parameters			Polygon points						
$\gamma_w$ [kN/m <sup>3</sup> ]	State	u	Point	x [m]	y [m]	Point	x [m]	y [m]	
10.00	active	static	1	-33.53	0	2	46.93	0	

State : Groundwater active or inactive in the analysis

u : Pore pressure calculated hydrodynamically or hydrostatically

**Soil reinforcement elements**

Parameters		Geometry				
H [kN/m <sup>2</sup> ]	$K_{max}$ [kN/m]	$x_1$ [m]	$y_1$ [m]	$x_2$ [m]	$y_2$ [m]	
25.40	400.00	-15.53	-9.30	20.53	-9.30	

H : Soil reinforcement forces

 $K_{max}$  : Pull-out or breaking force of soil reinforcement element

Nr.:

ΛΙΜΕΝΙΚΗ ΕΓΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΕΞΥΠΗΡΕΤΗΣΗΣ ΣΚΑΦΩΝ ΣΤΗ ΘΕΣΗ ΨΑΝΗ ΝΑΥΠΑΚΤΟΥ								Page 10
ΔΙΑΤΟΜΗ ΕΛΕΓΧΟΥ Γ-Γ								19.10.23, 17:19
Βαθύς κύκλος αστοχίας							Σεισμικές συνθήκες	Larix-5 - Version 2.05

### LOADS

#### Distributed load

Description	Action	x <sub>1</sub> [m]	y <sub>1</sub> [m]	x <sub>2</sub> [m]	y <sub>2</sub> [m]	p <sub>1</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	p <sub>2</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	Orientation
	Live load	0.00	1.10	5.00	1.10	-2.50	-2.50	y
	accidental	5.00	1.10	5.00	0.60	0	-5.60	x
	accidental	5.00	0.60	5.00	-0.40	-5.60	-9.70	x
	accidental	5.00	-0.40	5.00	-3.50	-9.70	-14.80	x

#### Line load

Description	Action	x [m]	y [m]	P <sub>x</sub> [kN/m]	P <sub>y</sub> [kN/m]
	Live load	0.00	1.10	-7.50	0

#### Earthquake load

Description	Action	a <sub>x</sub> [g]	a <sub>y</sub> [g]
	accidental	-0.12	0.10

a<sub>x</sub> : Horizontal acceleration  
 a<sub>y</sub> : Vertical acceleration

### CALCULATION OPTIONS

#### Options

Method	δ <sub>T</sub> [-]	n <sub>L</sub>	Straight extensions of slip circles	
Krey	0.0200	50.000	with	Safety factor determined iteratively

δ<sub>T</sub> : Convergence tolerance of the iteration  
 n<sub>L</sub> : Number of slices

								Nr.:
--	--	--	--	--	--	--	--	------

Βαθύς κύκλος αστοχίας

Σεισμικές συνθήκες

Larix-5 - Version 2.05

## LIMIT VALUES

### Slip circle with minimum safety

Circle No.	x [m]	y [m]	R [m]	point of constraint	Anchor	F <sub>ex</sub> [-]	L <sub>req</sub> [m]	L <sub>min</sub> [m]	Remark see footnotes	
742	-27.95	28.19	45.95	2		1.00				

F<sub>ex</sub> : existing safety, required safety F<sub>req</sub> = 1.00  
L<sub>req</sub> : calculated required free anchor length between L<sub>min</sub> - L<sub>max</sub>  
L<sub>min</sub> : input minimum free anchor length

Nr.: