



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Σχεδιασμός ισχυρού δαπέδου και υψηλού τοίχου για ψευδοδυναμικές δοκιμές σε φυσικά ομοιώματα κατασκευών μεγάλης κλίμακας.

Βασίλειος Θ. Μπατσαράς
Σταμάτης Ν. Χαϊδάς

Τριμελής Επιτροπή

Φίλιππος Περδικάρης, καθηγητής Π.Θ.
Ευριπίδης Μυστακίδης, επίκ. καθηγητής Π.Θ.
(επιβλέποντες καθηγητές)

Σπύρος Καραμάνος, λέκτορας Π.Θ.



Βόλος, Ιούνιος 2000

Αριθ. Εισ.: 2201/1
Ημερ. Εισ.: 06-07-2000
Δωρεά: Συγγραφέα
Ταξιθετικός Κωδικός: ΠΤ - ΠΜ
2000
ΜΠΑ

Περιεχόμενα Φακέλου

1. Τεύχος διπλωματικής εργασίας

2. Σχέδια

Κατάλογος Σχεδίων

Αριθμός σχεδίου	Όνομα σχεδίου	Κλίμακα σχεδίου
A1	Κάτοψη Διάταξης Τοίχων με Συμπαγή Διατομή	1:100
A2	Όψεις Ισχυρών Τοίχων με Συμπαγή Διατομή	1:100
A3	Χαλαροί Οπλισμοί Τοίχου T1 με Συμπαγή Διατομή	1:50
A4	Χαλαροί Οπλισμοί Τοίχου T2 με Συμπαγή Διατομή	1:50
A5	Τένοντες Προέντασης Τοίχων με Συμπαγή Διατομή	1:50
B1	Κάτοψη Διάταξης Τοίχων με Κυψελωτή Διατομή	1:100
B2	Όψεις Ισχυρών Τοίχων με Κυψελωτή Διατομή	1:100
B3	Χαλαροί Οπλισμοί Τοίχου T1 με Κυψελωτή Διατομή	1:50
B4	Χαλαροί Οπλισμοί Τοίχου T2 με Κυψελωτή Διατομή	1:50
B5	Τένοντες Προέντασης Τοίχων με Κυψελωτή Διατομή	1:50
Δ1	Τομή Δαπέδου	1:100
Δ2	Κάτοψη Οπλισμών Δαπέδου	1:100



αφ. εισ. 206/2000

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ
ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ



004000062100

Αποφοιτώντας από το Τμήμα των Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου
Θεσσαλίας, αισθανόμαστε την ανάγκη να ευχαριστήσουμε όλους τους διδάσκοντες του
τμήματος, για τις πολύτιμες γνώσεις που μας μετέδωσαν όλα αυτά τα χρόνια.

Ειδικότερα ευχαριστούμε τους επιβλέποντες καθηγητές της διπλωματικής εργασίας
κ. Φίλιππο Περδικάρη και κ.Ευριπίδη Μυστακίδη, για όλη τους τη βοήθεια, καθώς και
για την άριστη συνεργασία μας σε όλη την πορεία της.

Ευχαριστούμε επίσης την γραμματεία του τμήματος για την άριστη και έγκαιρη
εξυπηρέτηση. Τέλος ευχαριστούμε τους συμφοιτητές μας, όλους τους φίλους μας για την
υποστήριξή τους, και ιδιαίτερα τις οικογένειες μας για την ηθική και υλική
συμπαράστασή τους .

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	5
1.1	ΓΕΝΙΚΑ	5
1.2	ΣΚΟΠΟΣ ΤΗΣ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ	6
2	ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΣΤΟ ΔΙΕΘΝΗ ΧΩΡΟ	9
2.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	9
2.2	UNIVERSITY OF CALIFORNIA, SAN DIEGO (PRIMARY STRUCTURAL LABORATORY).....	9
2.3	UNIVERSITY OF CALIFORNIA, SAN DIEGO (NEW STRUCTURAL COMPONENT LABORATORY)	11
2.4	LEHIGH UNIVERSITY	11
2.5	UNIVERSITY OF RENO, NEVADA.....	12
2.6	KAJIMA CONSTRUCTION COMPANY.....	13
2.7	CFER (EDMONTON, CANADA).....	14
2.8	ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΠΑΤΡΩΝ.....	14
3	ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΣΤΟ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ	17
3.1	ΦΥΣΙΚΑ ΟΜΟΙΩΜΑΤΑ	17
3.1.1	<i>Ελαστικά ομοιώματα</i>	18
3.2	ΕΠΙΛΟΓΗ ΤΗΣ ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΗΣ ΚΛΙΜΑΚΑΣ	19
3.3	ΠΛΕΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ ΚΑΙ ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΙ ΟΜΟΙΩΜΑΤΩΝ ΥΠΟ ΚΛΙΜΑΚΑ	20
3.4	ΟΜΟΙΩΜΑΤΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ.....	21
3.5	ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΟΜΟΙΟΤΗΤΑΣ.....	21
3.6	ΠΡΟΣΟΜΙΩΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΓΙΑ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΙΕΓΕΡΣΗ.....	23
3.7	ΔΟΚΙΜΕΣ ΣΕ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΤΡΑΠΕΖΑ	25
4	ΦΟΡΤΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	27
4.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	27
4.2	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΩΝ	28
4.3	ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ	28
5	ΠΙΘΑΝΕΣ ΜΟΡΦΕΣ ΤΟΥ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟΥ	37
5.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	37
5.2	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΜΟΝΤΕΛΩΝ	38
5.3	ΕΠΙΛΟΓΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΟΙΧΩΝ	42
6	ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΚΑΝΝΑΒΟΥ ΔΙΑΚΡΙΤΟΠΟΙΗΣΗΣ	49
6.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	49
6.2	ΔΙΑΚΡΙΤΟΠΟΙΗΣΗ.....	49
7	ΥΛΙΚΑ ΚΑΙ ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗΣ	55
7.1	ΥΛΙΚΑ	55
7.1.1	<i>Το σκυρόδεμα</i>	56
7.1.2	<i>Ο χάλυβας προέντασης</i>	57
7.1.3	<i>Σωλήνες περιβολής τενόντων</i>	59
7.1.4	<i>Χάλυβας συνελκόμενου σπλισμού</i>	60
7.2	ΑΠΩΛΕΙΕΣ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ.....	61
7.2.1	<i>Απώλειες προέντασης κατά μήκος του τένοντα λόγω τριβών.</i>	61
7.2.2	<i>Απώλειες προέντασης σε συνάρτηση του χρόνου</i>	62
7.2.2.1	<i>Χρονική εξέλιξη των απωλειών</i>	62
7.2.2.2	<i>Στιγμιαίες απώλειες λόγω ελαστικής βράχυνσης του σκυροδέματος</i>	63
7.2.2.3	<i>Χρόνιες απώλειες λόγω ερπυσμού και συστολής ξήρανσης του σκυροδέματος και λόγω χαλάρωσης του χάλυβα</i>	64
7.3	ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΤΟΥ ΠΡΟΕΝΤΕΤΑΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ	66
7.3.1	<i>Έλεγχος της οριακής κατάστασης αστοχίας σε μεγέθη ορθής έντασης (κάμψη με ορθή ένταση)</i>	66
7.3.2	<i>Μεθοδολογία ελέγχου οριακής κατάστασης καμπτικής αστοχίας</i>	67

7.4	ΈΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΟΡΙΑΚΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ	68
7.5	ΑΝΤΟΧΗ ΤΩΝ ΑΓΚΥΡΩΣΕΩΝ.....	69
7.5.1	Αντοχή του σκυροδέματος σε τοπική θλίψη κάτω από τις πλάκες αγκύρωσης	69
7.5.2	Οπλισμός των περιοχών των αγκυρώσεων, για τις τοπικές εφελκυστικές δυνάμεις 71	
8	ΤΟΙΧΟΙ ΜΕ ΣΥΜΠΑΓΗ ΔΙΑΤΟΜΗ.....	77
8.1	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ.....	77
8.2	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ.....	80
8.2.1	Μεγάλος τοίχος.....	83
8.2.1.1	Υπολογισμός προέντασης στην κρίσιμη διατομή (βάση του τοίχου)	83
8.2.1.1.1	Τοίχος.....	83
8.2.1.1.2	Ενισχύσεις (περύγια τοίχου).....	83
8.2.1.2	Υπολογισμός απωλειών προέντασης στον τοίχο	84
8.2.1.2.1	Υπολογισμός τενόντων	84
8.2.1.2.2	Απώλειες προέντασης λόγω τριβών	85
8.2.1.2.3	Απώλειες προέντασης λόγω ολίσθησης κατά την αγκύρωση.....	85
8.2.1.2.4	Απώλειες προέντασης λόγω ελαστικής βράχυνσης του σκυροδέματος	86
8.2.1.2.5	Χρόνιες απώλειες προέντασης	86
ΠΙΝΑΚΑΣ 8.4	ΑΠΩΛΕΙΕΣ ΤΕΝΟΝΤΩΝ	87
8.2.1.3	Υπολογισμός απωλειών προέντασης στις ενισχύσεις του τοίχου	87
8.2.1.4	Υπολογισμός προέντασης σε διατομή ύψους 6m από τη βάση	88
8.2.1.5	Οριακή κατάσταση αστοχίας σε κάμψη	89
8.2.1.6	Συνελκόμενος οπλισμός	90
8.2.1.7	Οριακή κατάσταση αστοχίας έναντι τέμνουσας	91
8.2.2	Μικρός τοίχος.....	91
8.2.2.1	Υπολογισμός προέντασης στην κρίσιμη διατομή (βάση του τοίχου)	91
8.2.2.1.1	Τοίχος.....	91
8.2.2.1.2	Ενισχύσεις (περύγια τοίχου).....	92
8.2.2.2	Υπολογισμός απωλειών προέντασης στον τοίχο	93
8.2.2.2.1	Υπολογισμός τενόντων	93
8.2.2.2.2	Απώλειες προέντασης λόγω τριβών	94
8.2.2.2.3	Απώλειες προέντασης λόγω ολίσθησης κατά την αγκύρωση.....	94
8.2.2.2.4	Απώλειες λόγω ελαστικής βράχυνσης του σκυροδέματος	94
8.2.2.2.5	Χρόνιες απώλειες προέντασης	95
8.2.2.3	Υπολογισμός απωλειών προέντασης στις ενισχύσεις του μικρού τοίχου	96
8.2.2.3.1	Υπολογισμός προέντασης σε διατομή ύψους 6m από τη βάση.....	97
8.2.2.3.2	Οριακή κατάσταση αστοχίας σε κάμψη.....	98
8.2.2.3.3	Συνελκόμενος οπλισμός.....	99
8.2.2.3.4	Οριακή κατάσταση αστοχίας έναντι τέμνουσας.....	99
9	ΤΟΙΧΟΙ ΜΕ ΚΥΨΕΛΩΤΗ ΔΙΑΤΟΜΗ.....	101
9.1	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ.....	101
9.2	ΜΕΓΑΛΟΣ ΤΟΙΧΟΣ.....	104
9.2.1	Υπολογισμός προέντασης στην κρίσιμη διατομή (βάση του τοίχου)	104
9.2.2	Υπολογισμός απωλειών προέντασης.....	105
9.2.2.1	Υπολογισμός τενόντων.....	105
9.2.2.2	Απώλειες προέντασης λόγω τριβών.....	106
9.2.2.3	Απώλειες προέντασης λόγω ολίσθησης κατά την αγκύρωση	106
9.2.2.4	Απώλειες προέντασης λόγω ελαστικής βράχυνσης του σκυροδέματος.....	107
9.2.2.5	Χρόνιες απώλειες προέντασης.....	107
9.2.3	Υπολογισμός προέντασης σε διατομή ύψους 6 m από τη βάση.....	108
9.2.4	Οριακή κατάσταση αστοχίας σε κάμψη	109
9.2.5	Συνελκόμενος οπλισμός	110
9.2.6	Οριακή κατάσταση αστοχίας έναντι τέμνουσας	110
9.3	ΜΙΚΡΟΣ ΤΟΙΧΟΣ.....	111
9.3.1	Υπολογισμός προέντασης στην κρίσιμη διατομή (βάση του τοίχου)	111
9.3.2	Υπολογισμός απωλειών προέντασης.....	112
9.3.2.1	Υπολογισμός τενόντων.....	112
9.3.2.2	Απώλειες προέντασης λόγω τριβών.....	113
9.3.2.3	Απώλειες προέντασης λόγω ολίσθησης κατά την αγκύρωση	113
9.3.2.4	Απώλειες προέντασης λόγω ελαστικής βράχυνσης του σκυροδέματος.....	114
9.3.2.5	Χρόνιες απώλειες	114
9.3.3	Υπολογισμός προέντασης σε διατομή ύψους 6 m από τη βάση.....	115

9.3.4	Οριακή κατάσταση αστοχίας σε κάμψη	116
9.3.5	Συνεκλόμενος οπλισμός	117
9.3.6	Οριακή κατάσταση αστοχίας έναντι τέμνουσας	118
10	ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΔΑΠΕΔΟΥ	121
10.1	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ	121
10.2	ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ	122
10.2.1	Δάπεδο γύρω από την περιοχή των τοίχων ($h=1.5\text{ m}$)	122
10.2.2	Δάπεδο μακριά από την περιοχή των τοίχων ($h=0.75\text{ m}$)	123
10.3	ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΕΣ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ	124
11	ΑΓΚΥΡΙΑ	127
11.1	ΓΕΝΙΚΑ	127
11.2	ΔΙΑΤΡΗΣΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΣΤΗ ΘΕΣΗ ΤΩΝ ΓΡΥΛΩΝ	128
11.3	ΕΞΟΛΚΕΥΣΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ	130
11.4	ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΟΙ ΤΡΟΠΟΙ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ	131
12	ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΕΣ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ	133
12.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	133
12.2	ΦΟΡΤΙΣΗ ΣΤΑ ΠΤΕΡΥΓΙΑ ΤΟΥ ΜΕΓΑΛΟΥ ΤΟΙΧΟΥ	133
12.3	ΦΟΡΤΙΟ ΠΑΡΑΛΛΗΛΑ ΜΕ ΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ	135
12.4	ΤΟΙΧΟΙ ΣΥΝΑΡΜΟΛΟΓΟΥΜΕΝΟΙ ΑΠΟ ΚΥΒΟΥΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ.	136
13	ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗ - ΠΡΟΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ	139
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	155
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ	157

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Γενικά

Στα μελλοντικά σχέδια του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας για το τμήμα Πολιτικών Μηχανικών αλλά και των υπόλοιπων τμημάτων που λειτουργούν αυτή τη στιγμή ή που πρόκειται να δημιουργηθούν, είναι η κατασκευή ενός συγκροτήματος κτηρίων σε κάποιο χώρο, όπου θα υπάρχει η δυνατότητα δημιουργίας και ανάπτυξης Πολυτεχνειούπολης, αντίστοιχης με αυτές του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου στην Αθήνα και του Αριστοτέλειου Πανεπιστημίου στη Θεσσαλονίκη. Η εφαρμογή των παραπάνω σχεδίων θα δώσει τη δυνατότητα να δημιουργηθούν σύγχρονες κτηριακές εγκαταστάσεις, τόσο για αίθουσες διδασκαλίας όσο και για καινούρια εργαστήρια που αυτή τη στιγμή δεν υπάρχουν και δεν μπορούν να αναπτυχθούν στους υπάρχοντες χώρους.

Ο καθηγητής οπλισμένου σκυροδέματος του τμήματος Πολιτικών Μηχανικών, κ. Φίλιππος Περδικάρης, ανέθεσε ως θέμα διπλωματικής εργασίας την προμελέτη του Εργαστηρίου Κατασκευών του τμήματος, το οποίο θα αποτελεί τμήμα του κτηριακού συγκροτήματος του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας, ώστε να γίνει μια πρώτη εκτίμηση για το μέγεθος του σε διαστάσεις και οικονομικό κόστος. Στο εργαστήριο θα εκτελούνται πειράματα στα πλαίσια, αφ' ενός μεν εργαστηριακών μελετών, διπλωματικών εργασιών και

ερευνητικών προγραμμάτων, αφ' ετέρου δε της διδασκαλίας μαθημάτων κατά τη διάρκεια των ακαδημαϊκών περιόδων.

Το εργαστήριο θα κατασκευαστεί με την προοπτική να καλύψει μέρος των αναγκών του Πανεπιστημίου σε ερευνητικό επίπεδο, αλλά και να χρησιμοποιηθεί σαν πηγή εσόδων του Πανεπιστημίου από προγράμματα και εργασίες, που θα αναθέτονται σ' αυτό, από ιδιωτικούς και κρατικούς φορείς.

1.2 Σκοπός της διπλωματικής

Ο σκοπός της διπλωματικής αυτής είναι η διερεύνηση της μορφής, της διάταξης και της επιτελεστικότητας της παραπάνω κατασκευής, προτείνοντας δύο εναλλακτικές προτάσεις, καθώς και την προεκτίμηση του κόστους του Εργαστηρίου για κάθε πρόταση.

Το εργαστήριο θα εκτείνεται σε επιφάνεια 45x35 m. Μέσα σ' αυτόν το χώρο θα υπάρχουν αίθουσες γραφείων, αποθήκες, εργαστήριο Τεχνολογίας Σκυροδέματος, μετρητικό και υπολογιστικό κέντρο και το κυρίως μέρος του εργαστηρίου όπου θα λαμβάνουν χώρα τα πειράματα. Το ελεύθερο ύψος του εργαστηρίου θα είναι περίπου 15 m ώστε να υπάρχει δυνατότητα τοποθέτησης γερανογέφυρας, η οποία είναι απαραίτητη για τη λειτουργία του Εργαστηρίου. Ο κύριος χώρος του εργαστηρίου θα είναι διαστάσεων 40x25 m όπου υπάρχει η δυνατότητα να περιέχει σεισμική τράπεζα, φυγοκεντρική, και διάφορα πλαίσια για πειράματα μικρής κλίμακας. Το βασικό πλεονέκτημα είναι ότι θα περιλαμβάνει δύο ισχυρούς τοίχους δοκιμών και ισχυρό δάπεδο. Οι τοίχοι θα τοποθετηθούν σε δύο κατευθύνσεις, κάθετες μεταξύ τους, ώστε να υπάρχει η δυνατότητα να πραγματοποιούνται πειράματα κατά τις διευθύνσεις δύο αξόνων. Ο ένας τοίχος, ο πιο μεγάλος, θα τοποθετηθεί κατά τέτοιο τρόπο ώστε να χωρίζει την μεγάλη πλευρά του δαπέδου σε αναλογία μηκών 1:2. Θα έχουμε τη δυνατότητα να επιβάλουμε φορτία και από τις δύο όψεις του μεγάλου τοίχου και να πραγματοποιούνται πειράματα και στους δύο υποχώρους που δημιουργούνται. Οι βασικές διαστάσεις του είναι 12 m ύψος και 12 m μήκος. Ο άλλος τοίχος θα είναι μικρότερων διαστάσεων, 12 m ύψους και 8 m μήκους, και θα τοποθετηθεί στον μεγαλύτερο από τους δύο υποχώρους κατά το μήκος της μεγάλης πλευράς του εργαστηρίου και κοντά στο μεγάλο τοίχο, σχηματίζοντας

με αυτόν γωνία 90° , ώστε να μπορούν να πραγματοποιούνται διαξονικές φορτίσεις σε κατασκευές-δοκίμια μεγάλης σχετικά κλίμακας.

Η οριστική μελέτη του Εργαστηρίου θα πραγματοποιηθεί από κάποια μελετητική εταιρία, αλλά η διπλωματική αυτή εργασία σίγουρα θα δώσει την ευκαιρία στο τμήμα να αποκτήσει μια πρώτη εκτίμηση του μεγέθους, του κόστους και των πιθανών μορφών του Εργαστηρίου Κατασκευών.

2 ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΣΤΟ ΔΙΕΘΝΗ ΧΩΡΟ

2.1 Εισαγωγή

Χρήσιμη θα ήταν μια αναφορά στα Εργαστήρια Κατασκευών Μεγάλης Κλίμακας Διεθνώς ώστε να αντλήσουμε ιδέες τόσο για τη μορφή του Εργαστηρίου όσο και για το μέγεθός του. Παρακάτω παρουσιάζονται στοιχεία από παρόμοια εργαστήρια. Αξίζει να σημειώσουμε ότι οι διαστάσεις και τα μεγέθη που θα αναφερθούν είναι αυτά που αφορούν το ισχυρό δάπεδο και τους ισχυρούς τοίχους και όχι ολόκληρο το κτήριο του εργαστηρίου.

2.2 University of California, San Diego (Primary Structural Laboratory)

Οι εγκαταστάσεις του εργαστηρίου αυτού έχουν χρησιμοποιηθεί για να τεκμηριωθούν λύσεις που έχουν προταθεί για πραγματικά έργα υποδομής. Για πάρα πολλά χρόνια οι ερευνητές είχαν επικεντρώσει το ενδιαφέρον τους σε ψευδοδυναμικές εφαρμογές ώστε να προσομοιάσουν καταγραφές σεισμικών δραστηριοτήτων που έχουν γίνει στο παρελθόν και να προσδιορίσουν μεθόδους

όπλισης υφιστάμενων κατασκευών που έχουν υποστεί ζημιές ή απλά για την ενίσχυση κάποιων επικίνδυνων σημείων.

Πιο πρόσφατες έρευνες έχουν επικεντρωθεί σε δοκιμές προκατασκευασμένων στοιχείων, αυτοκινητοδρόμων, και γεφυρών αλλά και στον τρόπο που θα ενισχυθούν τέτοιες κατασκευές ώστε να αντιστέκονται σε σεισμικές δονήσεις.

Επίσης, ορισμένες έρευνες περιλαμβάνουν σύνθεση και δημιουργία νέων υλικών και στη συνέχεια προσδιορισμό της αντοχής τους με σκοπό την κάλυψη αναγκών, σε έργα Πολιτικών Μηχανικών, αλλά και εμβάθυνση των γνώσεων στα ήδη υπάρχοντα.

Ισχυρό δάπεδο

Διαστάσεις κάτοψης:	37x15 m
Πάχος δαπέδου:	0.91 m, αποτελούμενη από κυψελωτή διατομή τεσσάρων ανοιγμάτων
Κάναβος αγκυρίων δαπέδου:	0.61x0.61 m
Αντοχή σε καμπτική ροπή:	1080 kNm
Αντοχή αγκυρίου:	1334 kN

Ισχυρός τοίχος

Διαστάσεις όψης:	15 m ύψος x 9 m μήκος
Κυψελωτή διατομή δύο ανοιγμάτων και προένταση καθ' ύψος	
Κάναβος αγκυρίων τοίχου:	0.60x0.60 m
Αντοχή σε τέμνουσα:	11876 kN
Αντοχή σε καμπτική ροπή:	108600 kNm
Αντοχή αγκυρίου:	1334 kN

2.3 University of California, San Diego (New Structural Component Laboratory)

Το εργαστήριο αυτό έχει κατασκευαστεί με σκοπό τις δοκιμές σε στοιχεία βιομηχανικών κτιρίων. Οι εργασίες για τις εγκαταστάσεις διεκπεραιώθηκαν το 1993.

Ισχυρό δάπεδο

Διαστάσεις κάτοψης:	13.5x21 m
Διατομή δαπέδου:	κυψελωτή διατομή έξι ανοιγμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα
Κάνναβος αγκυρίων δαπέδου:	0.61x0.61 m
Αντοχή σε καμπτική ροπή:	1514 kNm
Αντοχή αγκυρίου:	1334 kN

Ισχυρός τοίχος

Διαστάσεις όψης:	9m ύψος x 19m πλάτος
Συμπαγής διατομή με πάχος 1.1m και προένταση καθ' ύψος	
Κάνναβος αγκυρίων τοίχου:	0.60x0.60 m
Αντοχή αγκυρίου:	1334 kN

2.4 Lehigh University

Οι εγκαταστάσεις του εργαστηρίου αυτού δημιουργήθηκαν αρχικά για να επιτελέσουν το ρόλο του Εθνικού Ερευνητικού Κέντρου για έργα υποδομής των Η.Π.Α. Το εργαστήριο αυτό περιέχει έναν ισχυρό τοίχο σε τρεις κατευθύνσεις, κατασκευασμένο ώστε να επιτρέπει εντός και εκτός του επιπέδου, φορτίσεις στα δοκίμια σε όλες τις διευθύνσεις.

Ισχυρό δάπεδο

Διαστάσεις κάτοψης:	31x12 m
---------------------	---------

Η διατομή του δαπέδου μεταβάλλεται από 1.9 m μακριά από τους τοίχους έως 3.2 m κοντά σ' αυτούς.

Κάναβος αγκυρίων δαπέδου:	1.5x1.5 m
Αντοχή αγκυρίου:	1334 kN
Διατμητική αντοχή αγκυρίου:	2500 kN

Ισχυρός τοίχος

Ο τοίχος μεταβάλλεται σε μήκος και σε ύψος και τρεις πλευρές τοίχου σχηματίζοντας ελληνικό Π.

Ο κύριος τοίχος έχει 15 m ύψος και 12 m μήκος.

Ο δευτερεύον τοίχος έχει 31 m πλάτος και ύψος που μειώνεται σταδιακά

Κάναβος αγκυρίων τοίχου:	1.5x1.5 m
Αντοχή αγκυρίου:	1334 kN

2.5 University of Reno, Nevada

Οι εγκαταστάσεις του εργαστηρίου, του πανεπιστημίου της Nevada, έφτασαν στην τελική τους μορφή το 1992, ενώ αρχικά ο σκοπός της δημιουργίας του ήταν η έρευνα σε έργα γεφυροποιίας.

Επιπλέον, σε σχέση με τα άλλα μεγάλα εργαστήρια κατασκευών, περιλαμβάνει σεισμικές τράπεζες για την προσομοίωση σεισμικών διεγέρσεων σε βάθρα γεφυρών και την μελέτη της απόκρισής τους.

Ισχυρό δάπεδο

Διαστάσεις κάτοψης:	31x17 m
Πάχος δαπέδου:	0.91 m με κυψελωτή διατομή τεσσάρων ανοιγμάτων
Κάναβος αγκυρίων δαπέδου:	1.5x1.5 m
Αντοχή αγκυρίου:	1334 kN
Άνοιγμα οπών αγκυρίων:	63 mm

Ισχυρός τοίχος

Ύψος τοίχου:	5.8 m
--------------	-------

Μήκος τοίχου:	6.0 m
Πάχος τοίχου:	0.61 m
Κάβναβος αγκυρώσεων:	0.60x0.60 m

Επιπρόσθετα, όσον αφορά τα τοιχώματα των εργαστηρίων, ο τοίχος του εργαστηρίου αυτού ενσωματώνει φορητές δοκούς από οπλισμένο σκυρόδεμα που μπορούν να τοποθετούνται σε οποιοδήποτε σημείο του εργαστηρίου, ώστε να διαδραματίζουν το ρόλο προσωρινών τοίχων δοκιμών οι οποίοι αντιδρούν σε ροπές και δυνάμεις, προσφέροντας ευελιξία στη χρήση του εργαστηρίου.

2.6 Kajima Construction Company

Το Εργαστήριο Ερευνών της εταιρίας Kajima, έχει σχεδιαστεί για τη δυνατότητα επιβολής δυναμικών και στατικών φορτίσεων σε κατασκευές μεγάλης κλίμακας. Αυτό πραγματοποιείται με έναν εξαιρετικά ισχυρό τοίχο, ο οποίος έχει τοποθετηθεί στο μέσο του εργαστηρίου και κατά το πλάτος του, χωρίζοντας το σε δύο ίσα τμήματα. Η ερευνητική και κατασκευαστική δραστηριότητα της εταιρίας αυτής είναι υπερβολικά μεγάλη. Οι έρευνες, που επιτελούνται μέσα στα εργαστήρια, κατευθύνονται προς όλους τους τομείς των κατασκευών, όπως πυρηνικά εργοστάσια, γέφυρες μεγάλων ανοιγμάτων, λιμενικά έργα και υψηλά κτήρια.

Ισχυρό δάπεδο

Εμβαδό κάτοψης:	890 m ²
Πάχος διατομής:	2.1 m συμπαγούς διατομής

Ισχυρός τοίχος

Ύψος τοίχου:	12 m
Μήκος τοίχου:	16 m
Πάχος τοίχου:	3 m προεντεταμένου σκυροδέματος
Αντοχή σε καμπτική ροπή:	14560 tm

2.7 CFER (Edmonton, Canada)

Οι εγκαταστάσεις δημιουργήθηκαν με την προοπτική να χρησιμοποιηθούν ως εργαστήριο δοκιμών που είναι άμεσα συνδεδεμένες με την εξόρυξη πετρελαίου στα σύνορα με τον Αρκτικό Κύκλο της Καναδικής εταιρίας πετρελαίου.

Ο χώρος του εργαστηρίου αποτελείται από ισχυρούς τοίχους, με πολύμορφη διάταξη, και πολλές υποδοχές για την διεξαγωγή πειραμάτων. Το ισχυρό δάπεδο καλύπτει επιφάνεια 300 m^2 στην άνω του επιφάνεια, ενώ στην κάτω επιφάνεια των κελιών 600 m^2 , τα οποία κελιά χρησιμοποιούνται σαν αποθήκες υλικών του εργαστηρίου. Στο εργαστήριο δεσπόζουν δύο ισχυροί τοίχοι που καταλαμβάνουν επιφάνεια 140 m^2 .

2.8 Πανεπιστήμιο Πατρών

Στα πλαίσια των ερευνητικών δραστηριοτήτων του Πανεπιστημίου Πατρών, δημιουργήθηκε το νέο Εργαστήριο Οπλισμένου Σκυροδέματος, το οποίο αποτελείται από ισχυρό δάπεδο επιφάνειας $16 \times 18 \text{ m}$ με κάναβο αγκυριών είτε $0.50 \times 0.50 \text{ m}$ είτε $1.0 \times 1.0 \text{ m}$. Το δάπεδο έχει πάχος 1.0 m και έχει κατασκευαστεί από οπλισμένο σκυρόδεμα. Οι δύο ισχυροί τοίχοι, που υπάρχουν στο εργαστήριο, έχουν ύψος 6.4 m και διαστάσεις 6 m και 4 m , ενώ έχουν τοποθετηθεί σε δύο διευθύνσεις, σχηματίζοντας μορφή Γ, ώστε να επιτυγχάνονται διαξονικές φορτίσεις στα δοκίμια (μοντέλα). Στους τοίχους έχει επιβληθεί προένταση ώστε να παραληφθούν οι εφελκυστικές τάσεις που αναπτύσσονται στους ισχυρούς τοίχους κατά την επιβολή φορτίσεων σε αυτούς.

Στη συνέχεια ακολουθεί συγκεντρωτικός πίνακας με τα στοιχεία όλων των εργαστηρίων που έχουν περιγραφεί.

Location	U. of California Primary Structural Lab.	U. of California New Structural Component Lab.
Dimensions	15m high x 9m wide	9m high x 19m wide
Type	Two cell, post tensioned conc. box girder	1.1m deep post tensioned conc. wall
Tie Down Points	on 0.61x0.61m grid or 2x2ft	on 0.61x0.61m grid or 2x2ft
Load Per Anchor Point	1334 kN or 300 kips	1334 kN or 300 kips
Test Shear Capacity	11876 kN or 2670 kips	1495 kN/m or 100 kips/ft
Test Load Moment Capacity	108600 kN-m (80000 kip-ft)	890 kN-m/m or 200 kip-ft/ft
Special Permit Test Load Moment	183200 kN-m (13500 kip-ft)	1541 kN-m/m or 340 kip-ft/ft
Special Permit Test Load Shear Capacity		2481 kN-m or 170 kips-ft
Location	U. of Reno, Nevada	Kajima Construction Co.
Dimensions	5.8 m high x 6 m wide	12 m high x 16 m wide
Type	0.61 m (2 ft) thick post tensioned	Prestressed Concrete
Tie Down Points	on 0.61x0.61m grid or 2x2ft	
Load Per Anchor Point		
Test Shear Capacity		4640 ton max
Test Load Moment Capacity		14560 t-m (max. bending moment)
Special Permit Test Load Moment		
Location	Lehigh University	
Dimensions	vary (floor has three sides of walls)	Case Western Reserve University
Type	Box girder stiffened with cells to 4m	30"x22"x3" "L" shaped section, 33' and 28' tall
Tie Down Points	1.5 x 1.5m grid or 5ft x 5ft	3ft thick post tensioned
Load Per Anchor Point		on 0.61x0.61m grid or 2x2ft
Test Shear Capacity		
Test Load Moment Capacity		
Special Permit Test Load Moment		

Πίνακας 3.1 Συγκεντρωτικός πίνακας εργαστηρίων

3 ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΣΤΟ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ

3.1 Φυσικά ομοιώματα

Με τον όρο “φυσικό ομοίωμα” εννοούμε τη φυσική αναπαράσταση μιας κατασκευής ή μέρους αυτής. Τις περισσότερες φορές το φυσικό ομοίωμα κατασκευάζεται υπό κλίμακα και φυσικά εφαρμόζεται εξίσου σε ομοιώματα κατασκευών κατασκευασμένα από οποιοδήποτε υλικό.

Το εύρος των κατασκευών, που μπορούν να προσομοιωθούν με ένα φυσικό ομοίωμα, είναι πολύ μεγάλο. Συνήθη έργα που αφορούν πολιτικούς μηχανικούς και αναπαράγονται σε εργαστήρια κατασκευών υπό μορφή φυσικών ομοιωμάτων είναι γέφυρες, κτήρια, φράγματα, πύργοι, υποβρύχιες κατασκευές, κ.λ.π. Όσον αφορά την φόρτιση, αυτή μπορεί να είναι στατική, δυναμική-σεισμική, θερμοκρασιακές επιδράσεις ή λόγω ανέμου.

Μια αρχική κατηγοριοποίηση που γίνεται σε φυσικά ομοιώματα όσον αφορά τη φόρτιση, στατική ή δυναμική, παρουσιάζεται στον πίνακα 3.1.

	Μικρής κλίμακας	Πλήρους κλίμακας
Δυναμική φόρτιση	Δοκιμές σε σεισμική τράπεζα	Δοκιμές σε πραγματικά κτίρια
Στατική φόρτιση	Συγκριτικές δοκιμές	Δοκιμές σε τοίχο αντίδρασης

Πίνακας 3.1 Γενικές σχέσεις μεταξύ κλίμακας και ρυθμού επιβολής φόρτισης

Ο κύριος τρόπος κατηγοριοποίησης των φυσικών ομοιωμάτων αφορά την προβλεπόμενη χρήση τους αλλά και το τι αναμένουμε από την πειραματική δοκιμή. Έχει σημασία αν επιδιώκουμε την ελαστική απόκριση του ομοιώματος ή επιθυμούμε να μελετήσουμε την πλήρη συμπεριφορά του μέχρι το στάδιο της αστοχίας. Ανάλογα λοιπόν με το τι ομοίωμα κατασκευάζουμε έχει και το ανάλογο όνομα.

3.1.1 Ελαστικά ομοιώματα

Στην κατηγορία αυτή εμπίπτουν τα ομοιώματα τα οποία χρησιμοποιούνται αποκλειστικά για τη μελέτη της ελαστικής τους απόκρισης. Κατασκευάζονται από ομογενές ελαστικό υλικό το οποίο δεν είναι αναγκαίο να είναι το ίδιο με το υλικό της πρωτότυπης κατασκευής.

- **Έμμεσα ομοιώματα**

Τα έμμεσα ομοιώματα χρησιμοποιούνται για τον προσδιορισμό των γραμμών επιρροής, των αντιδράσεων στηρίξεων και των εσωτερικών δυνάμεων (διατμητικές δυνάμεις, καμπτικές ροπές και αξονικές δυνάμεις). Τα έμμεσα ομοιώματα μπορεί να μην έχουν φυσική ομοιότητα με τα πρωτότυπα, τόσο σε επίπεδο φόρτισης του φορέα αλλά και σε επίπεδο γεωμετρίας των διατομών (αρκεί όμως οι διατομές ομοιώματος και πρωτότυπου να προσδίδουν την ίδια συμπεριφορά στο φορέα). Τα αποτελέσματα έμμεσων ομοιωμάτων βασίζονται στην αρχή της επαλληλίας η οποία ισχύει για την γραμμική-ελαστική συμπεριφορά των κατασκευών.

- **Άμεσα ομοιώματα**

Τα άμεσα ομοιώματα χρησιμοποιούνται για τον προσδιορισμό τάσεων, παραμορφώσεων και μετακινήσεων της πρωτότυπης κατασκευής ενώ τα γεωμετρικά του χαρακτηριστικά είναι όμοια με αυτά του πρωτότυπου.

- **Προσομοίωμα αντοχής**

Τα ομοιώματα αυτής της κατηγορίας ονομάζονται και *ρεαλιστικά ομοιώματα*. Τα υλικά των ομοιωμάτων αυτών πρέπει να πληρούν τις συνθήκες ομοιότητας με τα πρωτότυπα έτσι ώστε να είναι ίδια ή παρόμοια με αυτά του πρωτότυπου και το ομοίωμα να αναπαράγει τη συμπεριφορά του πρωτότυπου για όλα τα φορτία μέχρι την αστοχία. Εξ' ορισμού ένα ομοίωμα αντοχής πρέπει να είναι άμεσο ομοίωμα ώστε να καλύψει μη ελαστική συμπεριφορά του ομοιώματος.

- **Άλλα ομοιώματα**

Άλλες κατηγορίες ομοιωμάτων περιλαμβάνουν δυναμικά ομοιώματα, θερμικά προσομοιώματα, φωτοελαστικά ομοιώματα, ομοιώματα ανεμοπιέσεων, κ.λ.π.

3.2 Επιλογή της γεωμετρικής κλίμακας

Είναι σημαντικό για κάθε ομοίωμα που κατασκευάζεται σε ένα εργαστήριο κατασκευών να επιλεγεί η κατάλληλη κλίμακα κατασκευής. Κάθε ομοίωμα έχει έναν ιδανικό συντελεστή κλίμακας. Στον πίνακα 3.2 δείχνονται τυπικοί συντελεστές κλίμακας για διάφορες κατηγορίες κατασκευών. Τα στοιχεία του πίνακα αυτού έχουν αναθεωρηθεί σήμερα με την ανάπτυξη της τεχνολογίας, και σήμερα επιδιώκουμε τα ομοιώματα να έχουν όσο το δυνατό μεγαλύτερη κλίμακα. Τα ομοιώματα αντοχής κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος έχουν πολλούς πρακτικούς περιορισμούς διαστάσεων όπως πάχος, απόσταση ράβδων οπλισμού, επικάλυψη, κ.α. η διατήρηση των απαιτήσεων ομοιότητας όσο αφορά τα υλικά αποτελεί πρόβλημα κρίσιμης σημασίας για αυτή την κατηγορία ομοιωμάτων.

Είδος κατασκευής	Ελαστικό Προσομοίωμα	Προσομοίωμα αντοχής
Στέγη, κέλυφος	1/200 έως 1/50	1/30 έως 1/10
Οδογέφυρες	1/25	1/20 έως 1/4
Πυρηνικοί αντιδραστήρες	1/100 έως 1/50	1/20 έως 1/4
Πλάκες	1/25	1/20 έως 1/4
Φράγματα	1/400	1/75

Πίνακας 3.2 Τυπικοί συντελεστές κλίμακας

3.3 Πλεονεκτήματα και περιορισμοί ομοιωμάτων υπό κλίμακα

Το κύριο πλεονέκτημα των φυσικών ομοιωμάτων είναι ότι απεικονίζουν τη συμπεριφορά μιας πλήρους κατασκευής φορτιζόμενης μέχρι το στάδιο της αστοχίας. Αν και σημειώνεται συνεχής πρόοδος στις υπολογιστικές μεθόδους εκτίμησης της απόκρισης των κατασκευών, η τρέχουσα επιστημονική γνώση δεν μπορεί να δώσει αξιόπιστη αναλυτική πρόβλεψη για την αντοχή μιας, για παράδειγμα, τρισδιάστατης κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Ένας επιπλέον λόγος που δοκιμές σε φυσικά προσομοιώματα πλεονεκτούν έναντι άλλων είναι και το γεγονός ότι έχουν μικρότερο κόστος. Η οικονομία προέρχεται από τη χρήση εξοπλισμού φόρτισης μικρότερης ικανότητας, γιατί όσο μικρότερη η κλίμακα του ομοιώματος τόσο μικρότερα τα επιβαλλόμενα φορτία σε αυτό, αλλά και από το μειωμένο κόστος κατασκευής και προετοιμασίας της δοκιμής. Η μείωση στο μέγεθος των απαιτούμενων δυνάμεων είναι δραματική καθώς ένα συγκεντρωμένο φορτίο στην πρωτότυπη κατασκευή μειώνεται αναλογικά με το τετράγωνο της γεωμετρικής κλίμακας που χρησιμοποιείται.

Οι κυριότεροι περιορισμοί στη χρήση φυσικών ομοιωμάτων είναι ο χρόνος και το κόστος. Σε σύγκριση με τα φυσικά ομοιώματα, τα αναλυτικά κοστίζουν λιγότερο και είναι ταχύτερα. Ένας άλλος εξίσου σημαντικός περιορισμός είναι η δυσκολία κατασκευής ομοιώματος όταν η επιλεχθείσα κλίμακα κατασκευής του είναι πολύ μικρή λόγω των μικρών διαστάσεων του δοκιμίου. Τέλος, σημαντικό ακόμη είναι η σωστή αναγωγή των αποτελεσμάτων του ομοιώματος στην πρωτότυπη κατασκευή. Όσο πιο μικρή είναι η κλίμακα του ομοιώματος τόσο η πιθανότητα να κάνουμε κάποιο λάθος στην αναγωγή των αποτελεσμάτων στο πρωτότυπο μεγαλώνει.

Τα φυσικά ομοιώματα χρησιμοποιούνται σε ερευνητικές εφαρμογές σε περιπτώσεις όπως:

- Εκτέλεση πειραμάτων δοκιμών για την πιστοποίηση και επάρκεια προτεινόμενων αναλυτικών μεθόδων.
- Μελέτη της βασικής συμπεριφοράς κατασκευών πολύπλοκης μορφολογίας, όπως τα κελύφη.
- Παραμετρικές μελέτες συμπεριφοράς μελών οπλισμένου σκυροδέματος.

- Συμπεριφορά ολόκληρων κατασκευών που υπόκεινται σε πολύπλοκη φόρτιση, όπως συζευγμένα τοιχώματα και δοκοί σύνδεσης.

3.4 Ομοιώματα κατασκευών

Η εφαρμογή των αρχών της ανάλυσης διαστάσεων σε ομοιώματα κατασκευών είναι σχετικά απλή. Υπάρχουν τριών ειδών ομοιώματα:

- Τα πραγματικά ομοιώματα που διατηρούν πλήρη ομοιότητα. Κάθε ομοίωμα το οποίο εκπληρεί κάθε συνθήκη που τίθεται από την ανάλυση διαστάσεων, θεωρείται ότι έχει πλήρη ομοιότητα.
- Τα επαρκή ομοιώματα τα οποία διατηρούν ομοιότητα 'πρώτης τάξης'. Εάν ο μηχανικός έχει επαρκή γνώση του προβλήματος, τότε είναι δυνατό να αξιολογήσει ότι μερικές από τις συνθήκες που τίθενται από την ανάλυση διαστάσεων έχουν δευτερεύουσα σημασία. Για παράδειγμα, είναι γνωστό για τα πλαίσια ότι αξονικές και διατμητικές δυνάμεις έχουν, σε σχέση με τις ροπές κάμψης, δευτερεύουσα σημασία για τις παραμορφώσεις. Έτσι, μπορεί να αρκεί να προσομοιωθεί η ροπή αδράνειας της διατομής αλλά όχι και η επιφάνεια της διατομής.
- Τα στρεβλωμένα ομοιώματα, τα οποία δεν πληρούν μια ή περισσότερες συνθήκες πρώτης τάξης που προκύπτουν από την ανάλυση διαστάσεων.

Φυσικά η πλήρης ομοιότητα είναι επιθυμητή αλλά συνήθως οικονομικοί και τεχνολογικοί περιορισμοί αποκλείουν φυσικά ομοιώματα που έχουν πλήρη ομοιότητα με το πρωτότυπο.

3.5 Απαιτήσεις ομοιότητας

Οι απαιτήσεις ομοιότητας για στατικά, ελαστικά προσομοιώματα συνοψίζονται στον πίνακα 3.3. Στον πίνακα αυτό, οι ανεξάρτητοι συντελεστές κλίμακας που επελέγησαν είναι το μέτρο Ελαστικότητας (E) και το μήκος (L). Όλοι οι υπόλοιποι συντελεστές είναι είτε ίσοι με τη μονάδα ή συναρτήσεις των S_E (λόγος των μέτρων ελαστικότητας) και S_L (λόγος των μηκών). Οι παραπάνω

λόγοι μεγεθών έχουν σαν αριθμητή το μέγεθος του πρωτότυπου προς το μέγεθος του μοντέλου. Το υλικό κατασκευής ενός ελαστικού ομοιώματος χρειάζεται να εκπληρώνει μόνο την απαίτηση να παραμένει ελαστικό κατά τη φόρτισή του και να έχει τον ίδιο λόγο Poisson όπως το πρωτότυπο υλικό.

Ποσότητες	Διαστάσεις	Συντελεστής κλίμακας
Ιδιότητες υλικού		
τάση	FL^{-2}	S_E
μέτρο ελαστικότητας	FL^{-2}	S_E
λόγος Poisson	----	1
ειδικό βάρος	FL^{-3}	S_E/S_L
παραμόρφωση	----	1
Γεωμετρία		
γραμμικές διαστάσεις	L	S_L
γραμμικές μετακινήσεις	L	S_L
γωνιακές μετακινήσεις	----	1
επιφάνεια	L^2	S_L^2
ροπή αδράνειας	L^4	S_L^4
Φόρτιση		
συγκεντρωμένο φορτίο	F	$S_E S_L^2$
γραμμικό φορτίο	FL^{-1}	$S_E S_L$
επιφανειακό φορτίο	FL^{-2}	S_E
ροπή	FL	$S_E S_L^3$
διατμητική δύναμη	F	$S_E S_L^2$

Πίνακας 3.3 Απαιτήσεις ομοιότητας για στατικά, ελαστικά ομοιώματα

Όπου F και L οι συμβολισμοί των θεμελιωδών μεγεθών, δύναμης και απόστασης. Οι απαιτήσεις ομοιότητας για τη φόρτιση αποδεικνύουν ένα από τα κυριότερα πλεονεκτήματα των ελαστικών ομοιωμάτων μικρής κλίμακας. Τα φορτία στο ομοίωμα μειώνονται σε σχέση με αυτά στο πρωτότυπο κατά ένα συντελεστή $S_L^2 S_E$, ο οποίος είναι αρκετά μεγάλος για μικρής κλίμακας ομοιώματα κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος ή χάλυβα από πλαστικό. Για τα πλαστικά μια μέση τιμή του μέτρου ελαστικότητας είναι 2720Μρα περίπου και συνεπώς $S_E = 8$ για πρωτότυπο από σκυρόδεμα και $S_E = 75$ για πρωτότυπο από χάλυβα. Έτσι ο παραπάνω συντελεστής $S_L^2 S_E$ γίνεται πολύ μεγάλος με αποτέλεσμα πολύ μικρά φορτία σε σχέση με αυτά της πρωτότυπης κατασκευής.

3.6 Προσομοίωση κατασκευών για σεισμική διέγερση

Η σεισμική διέγερση αποτελεί για πολλές κατασκευές μια σημαντική παράμετρο του σχεδιασμού λόγω της καταστροφικής της φύσης. Συνήθως απαιτείται να επιτρέψουμε στην κατασκευή να εισέλθει στη μη γραμμική περιοχή της απόκρισής της ώστε να προκύψει ένας οικονομικός σχεδιασμός. Όλα αυτά έχουν σαν αποτέλεσμα να δημιουργούνται σοβαροί περιορισμοί ως προς τις δυνατές επιλογές υλικών για το ομοίωμα που θα κατασκευάσουμε. Στον πίνακα που ακολουθεί συνοψίζονται οι συντελεστές κλίμακας που προκύπτουν τις απαιτήσεις ομοιότητας για σεισμική διέγερση της κατασκευής. Τα πραγματικά ομοιώματα (στήλη 4) θα πρέπει να ικανοποιούν ταυτόχρονα την αναπαραγωγή των δυνάμεων βαρύτητας, αδράνειας και απόκρισης. Δυστυχώς, τέτοια ομοιώματα είναι αδύνατο να κατασκευαστούν και να δοκιμασθούν λόγω των σοβαρών περιορισμών των ιδιοτήτων των υλικών και ιδιαίτερα της πυκνότητας.

Οι εναλλακτικοί συντελεστές κλίμακας που δίνονται στις στήλες (5) και (6) του πίνακα έχουν αποδειχθεί επαρκής για την προσομοίωση της απόκρισης των κατασκευών. Πληθώρα δοκιμών ομοιωμάτων κατασκευών σε σεισμική τράπεζα (με προσθήκη μάζας για τη σωστή απόδοση της πυκνότητας) έχουν αποδειχθεί επιτυχείς. Οι νόμοι ομοιότητας για την προσομοίωση της πρόσθετης

απαιτούμενης μάζας δίνονται στη στήλη (5) του ίδιου πίνακα, όπου αναφέρεται τόσο η περίπτωση συγκεντρωμένης μάζας όσο και κατανεμημένης. Ένας τρίτος νόμος ομοιότητας, στήλη (6), εφαρμόζεται στην περίπτωση που αγνοούνται οι λόγω βαρύτητας τάσεις και που χρησιμοποιούνται τα ίδια υλικά για το πρωτότυπο και το ομοίωμα ώστε να γίνει δυνατόν να προχωρήσει η φόρτιση μέχρι την αστοχία.

	Ποσότητα	Διάσταση	Συντελεστές κλίμακας		
			Ακριβής κλίμακα	Προσομοίωση πρόσθετης μάζας	Χωρίς δυνάμεις βαρύτητας
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
Φόρτιση	δύναμη, Q	F	$S_E S_L^2$	$S_E S_L^2$	S_L^2
	πίεση, q	FT^{-2}	S_E	S_E	1
	επιτάχυνση, a	LT^{-2}	1	1	$1/S_L$
	επιτάχυνση βαρύτητας, g	LT^{-2}	1	1	αμελείται
	ταχύτητα, u	LT^{-1}	$\sqrt{S_L}$	$\sqrt{S_L}$	1
	χρόνος, t	T	$\sqrt{S_L}$	$\sqrt{S_L}$	S_L
Γεωμετρία	γραμμική διάσταση, L	L	S_L	S_L	S_L
	μετακίνηση, δ	L	S_L	S_L	S_L
	συχνότητα, ω	T^{-1}	$1/\sqrt{S_L}$	$1/\sqrt{S_L}$	$1/S_L$
Ιδιότητες υλικών	μέτρο ελαστικότητας, E	FL^{-2}	S_E	S_E	1
	τάσεις, σ	FL^{-2}	S_E	S_E	1
	παραμόρφωση, ε	---	1	1	1
	λόγος Poisson, ν	---	1	1	1
	πυκνότητα, ρ	$FL^{-4}T^2$	S_E/S_L	*	1
	ενέργεια	FL	S_E/S_L^3	S_E/S_L^3	S_L^3

$$*(gpl/E)_m = (gpl/E)_p$$

Πίνακας 3.4: Σύνοψη συντελεστών κλίμακας για σεισμική απόκριση κατασκευών

3.7 Δοκιμές σε σεισμική τράπεζα

Οι δοκιμές σε σεισμική τράπεζα είναι από τις πλέον αξιόπιστες και ρεαλιστικές πειραματικές μεθόδους για την αποτίμηση της ανελαστικής απόκρισης των κατασκευών και αποτελούν ουσιαστικά μια πλήρη αναπαράσταση του πραγματικού φαινομένου της δόνησης μιας κατασκευής στη βάση της από τα σεισμικά (ή άλλης μορφής) κύματα. Σε μια τυπική δοκιμή σε σεισμική τράπεζα η κατασκευή-δοκίμιο, συνήθως ομοίωμα της πρωτότυπης κατασκευής, τοποθετείται πάνω στην τράπεζα και αγκυρώνεται πάνω σε αυτή. Επειδή συνήθως χρησιμοποιούνται μικρής κλίμακας δοκίμια, απαιτείται τόσο η μάζα όσο και το επιταχυνσιογράφημα να υπακούουν στους νόμους ομοιότητας για να διατηρηθεί ομοιότητα σε δυναμικές φορτίσεις. Στο σημείο αυτό πρέπει να σημειωθεί ότι δεν αποκλείονται προβλήματα αλληλεπίδρασης κατασκευής-σεισμικής τράπεζας όταν χρησιμοποιούνται δοκίμια με μάζα που πλησιάζει αυτήν της τράπεζας.

Ένα άλλο βασικό στοιχείο της σεισμικής τράπεζας είναι το σύστημα καταγραφής και επεξεργασίας. Κατά τη διάρκεια της δοκιμής συλλέγονται δεδομένα (αναλογικά σήματα) από αισθητήρες (μηκυνσιόμετρα, αισθητήρες μετατοπίσεων, αισθητήρες δυνάμεων, επιταχυνσιόμετρα, κ.α.), τα οποία στη συνέχεια μετατρέπονται σε ψηφιακή μορφή και αποθηκεύονται. Λόγω του ότι οι δοκιμές σε σεισμική τράπεζα γίνονται σε πραγματική χρονική κλίμακα, η καταγραφή πρέπει να γίνεται με υψηλή ταχύτητα.

Λαμβάνοντας υπόψη τα παραπάνω, και επιπλέον το ότι η κατασκευή μιας σεισμικής τράπεζας είναι εξαιρετικά δαπανηρή, είναι φανερό ότι οι δοκιμές σε αυτήν γίνονται σε κατασκευές που λόγω πολυπλοκότητας δεν είναι δυνατό να αντιμετωπιστούν διαφορετικά, ή όταν επιβαλλόμενος ρυθμός παραμόρφωσης έχει σημαντική επίπτωση στην απόκρισή τους.

4 ΦΟΡΤΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

4.1 Εισαγωγή

Τα φορτία σχεδιασμού αποτελούν σημαντικό μέρος της Μελέτης, αφού αυτά είναι που θα καθορίσουν κατά κύριο λόγο το μέγεθος και την μορφή, τόσο των τοίχων όσο και του δαπέδου. Έχοντας γνώση το είδος και το μέγεθος των πειραμάτων που πραγματοποιούνται σε ένα Εργαστήριο Κατασκευών καθώς και τον τρόπο που διεξάγονται, έχουμε τη δυνατότητα να προβλέψουμε τον τρόπο που εφαρμόζονται οι δυνάμεις στο δάπεδο και στους τοίχους αλλά και τις τιμές τους.

Σημαντική παράμετρο όμως αποτελούν οι υδραυλικοί γρύλοι (τα όργανα εκείνα που επιβάλλουν τις φορτίσεις επάνω στα δοκίμια) οι οποίοι θα είναι διαθέσιμοι για τις εργαστηριακές δοκιμές, καθώς επίσης και άλλα απαραίτητα όργανα, όπως οι σεισμικές τράπεζες και πλαίσια για πειράματα μικρότερης κλίμακας.

4.2 Υπολογισμός φορτίων

Στην προσπάθειά να τεκμηριώσουμε το μέγεθος των φορτίσεων αλλά και τον τρόπο επιβολής τους επάνω στην κατασκευή, παραθέτουμε το παράδειγμα που ακολουθεί.

Υποθέτουμε μία πιθανή κατασκευή οπλισμένου σκυροδέματος, η οποία μπορεί να μοντελοποιηθεί μέσα στο χώρο του εργαστηρίου, και η οποία θα μπορούσε να υλοποιηθεί σε κλίμακα 1:1 (στην κλίμακα αυτή έχουμε τις δυσμενέστερες τιμές φορτίσεων). Η υποθετική αυτή κατασκευή έχει διαστάσεις κάτοψης 5x5 m. Η μορφή της κατασκευής αυτής είναι ένα τετράστιλο πολυώροφο κτήριο που αποτελείται από δύο πλαίσια και στις δύο διευθύνσεις του (μιας και από αυτό θα προκύψουν οι μέγιστες αντιδράσεις στη βάση του, οι οποίες και επιβάλλονται στο δάπεδο). Το ύψος του δοκιμίου αυτού δεν μπορεί να ξεπεράσει τα δώδεκα μέτρα του τοίχου, οπότε αν υποθέσουμε ένα ύψος ορόφου, 3m, τότε το κτήριο θα αποτελείται από τέσσερις ορόφους, το οποίο είναι δυνατό να φέρει και τοιχοποιία.

4.3 Παραδοχές

Διατομές υποστυλωμάτων:	40x40 cm
Διατομές δοκών:	25x45 cm
Πάχος πλακών:	20 cm
Τοιχοποιία δρομική:	2.1 kN/m ²
Ειδικό βάρος σκυροδέματος:	25 kN/m ³
Ύψος ορόφου:	3 m
Κάτοψη δοκιμίου:	5x5 m
Συντελεστής μόνιμων φορτίων:	1.35
Συντελεστής ωφέλιμων φορτίων:	1.5
Πρόσθετα μόνιμα φορτία:	1.5 kN/m ²
Πρόσθετα ωφέλιμα φορτία:	2.0 kN/m ²

A: μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση του εδάφους για ζώνη σεισμική επικινδυνότητας IV: $A=0.36g$

γ_1 : συντελεστής σπουδαιότητας δομήματος ($\Sigma 4$): $\gamma=1.3$

θ : συντελεστής θεμελίωσης: $\theta=1.0$

q : συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς (στην περίπτωσή μας $q=1.0$)

β_0 : συντελεστής φασματικής ενίσχυσης ($\beta_0=2.5$)

Λαμβάνοντας όλα τα παραπάνω υπόψη, προσδιορίσαμε τις στατικές δυνάμεις που εφαρμόζονται στις στάθμες των ορόφων, ώστε να προσομοιάσουν τη σεισμική διέγερση, ακολουθώντας την πορεία που ακολουθεί:

- Υπολογισμός συνολικής μάζας κατασκευής: $m=2296/g$
- Υπολογισμός φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού:

$$R_d = A\gamma_1 \frac{\theta}{q} \beta_0 = 1.17g \quad (4.1)$$

- Υπολογισμός τέμνουσας βάσης κατασκευής: κάνοντας χρήση της σχέσης

$$V_o = R_d m = 2686 \text{ kN} \quad (4.2)$$

Υπολογισμός φορτίων ανά στάθμη ορόφου: κάνοντας χρήση της απλοποιητικής σχέσης

$$P_i = V_o \frac{H_i}{H_i} \quad (4.3)$$

όπου H_i το ύψος της στάθμης i από το έδαφος. Τελικά προκύπτει:

$$P_1 = 268.6 \text{ kN} \quad (\text{στη στάθμη των } 3\text{m})$$

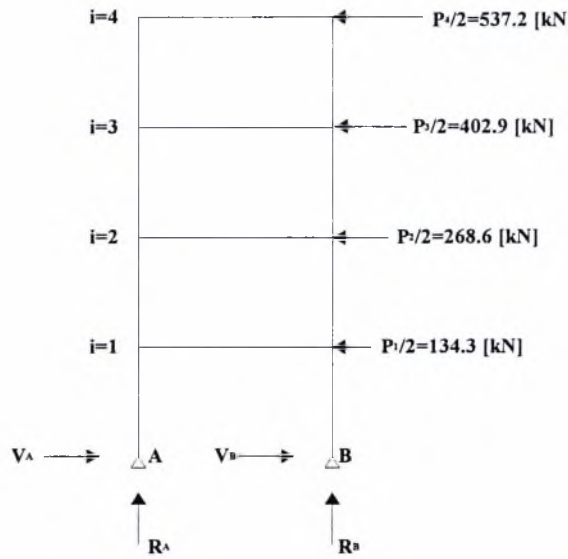
$$P_2 = 537.2 \text{ kN} \quad (\text{στη στάθμη των } 6\text{m})$$

$$P_3 = 805.8 \text{ kN} \quad (\text{στη στάθμη των } 9\text{m})$$

$$P_4 = 1074.4 \text{ kN} \quad (\text{στη στάθμη των } 12\text{m})$$

Επιβάλλοντας πλέον αυτές τις δυνάμεις πάνω στο μοντέλο προκύπτουν οι αντιδράσεις στη βάση του. Στο σχήμα 4.1 παρουσιάζονται οι φορτίσεις στην κατασκευή-δοκίμιο και οι αντιδράσεις που προκύπτουν στη βάση του, οι οποίες αποτελούν τις φορτίσεις του δαπέδου, ενώ οι δυνάμεις των ορόφων αποτελούν

τις φορτίσεις του τοίχου. Στο σχήμα φαίνεται το ένα από τα δύο πλαίσια κατά τη μία διεύθυνση.



Σχήμα 4.1 Σκαρίφημα αντιδράσεων

Όπου $V_A = V_B = 685 \text{ kN}$ και $R_A = 2990 \text{ kN}$, $R_B = -1843 \text{ kN}$.

Στο παγκόσμιο εμπόριο κυκλοφορούν διάφορα είδη υδραυλικών γρύλων για εργαστηριακές εφαρμογές. Ο παρακάτω πίνακας παρουσιάζει είδη γρύλων, της κατασκευάστριας εταιρίας Instron, με τις μέγιστες αποδόσεις τους σε δυναμικές και στατικές φορτίσεις.

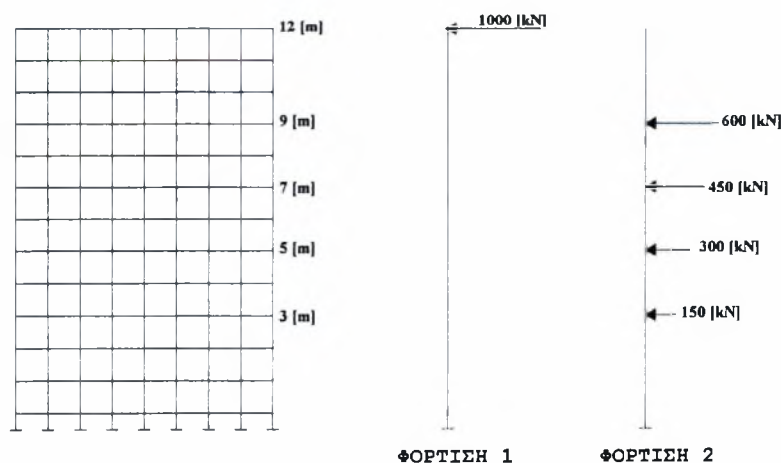
Δυναμική φόρτιση	Στατική φόρτιση	Εμβαδό πιστονιού	Βάρος γρύλου	Διαδρομή εμβόλου
kN	kN	$\text{m}^2 \times 10^{-3}$	kg	cm
10	14	0.6812	75	± 5
10	14	0.6812	122	± 20
25	29	1.41	73	± 5
25	29	1.41	122	± 20
50	63	3.058	71	± 5
50	63	3.058	118	± 20
100	124	6.01	68	± 5
100	124	6.01	108	± 20
250	311	15.016	210	± 5
250	311	15.016	335	± 7.5
500	636	30.71	365	± 5
500	636	30.71	510	± 20

Πίνακας 4.1 Τύποι γρύλων της εταιρίας Instron

Όπως μπορούμε να διαπιστώσουμε από τα στοιχεία του Πίνακα 4.1, η μέγιστη τιμή δύναμης, που μπορεί να εφαρμοστεί σε ένα σημείο, είναι είτε 600 kN στατική δύναμη είτε 500 kN δυναμική. Σύμφωνα με τα παραπάνω η μέγιστη τιμή δύναμης που πρόκειται ποτέ να εφαρμοστεί σε θέση αγκύρωσης στον τοίχο και στο δάπεδο δε θα ξεπερνά τα 600 kN.

Εξαιτίας όμως, των μεγάλων διαστάσεων του τοίχου σε σχέση με την επιφάνεια επιρροής ενός τέτοιου σημειακού φορτίου, μας επιτρέπει να τοποθετήσουμε μεμονωμένα φορτία σχεδιασμού πάνω στους τοίχους, με τέτοια τιμή και σε τέτοια θέση, ώστε να επιτύχουμε τα ίδια αποτελέσματα, τόσο σε εντατικά μεγέθη όσο και σε μετατοπίσεις, σε να τοποθετούσαμε περισσότερα, αλλά σε διαφορετικά σημεία και με άλλες τιμές. Το παράδειγμα που ακολουθεί αποδεικνύει αυτό το γεγονός.

Τα περισσότερα πειράματα που θα γίνονται μέσα στο Εργαστήριο Κατασκευών δε θα είναι τόσο μεγάλης κλίμακας, όπως αυτό του προηγούμενου παραδείγματος που θεωρήσαμε. Το ενδεχόμενο να πραγματοποιηθεί ένα τόσο μεγάλο πείραμα το έχουμε εξασφαλίσει με την προηγούμενη φόρτιση. Επειδή τα περισσότερα πειράματα θα διεξάγονται σε μικρότερα ύψη, για λόγους ευκολίας αλλά και καλύτερης εποπτείας, αντικαταστήσαμε όλα τα φορτία που επιβάλλονται στους τοίχους με ένα συγκεντρωμένο στην κορυφή του το οποίο να δίνει τα ίδια αποτελέσματα σε εντατικά μεγέθη και μετακινήσεις. Θεωρήσαμε ένα τοίχωμα, το οποίο έχει διαστάσεις 8 m μήκος και 12 m ύψος ενώ το πάχος του είναι 1.5 m. Επιβάλαμε πάνω στο τοίχωμα δύο φορτίσεις, με τον τρόπο που παρουσιάζονται στο σχήμα 4.2.



Σχήμα 4.2 Σκαρίφημα φορτίσεων

Τα αποτελέσματα που πήραμε από την επίλυση του παραπάνω φορέα με το SAP2000 συνοψίζονται στον πίνακα 4.2. Σύμφωνα με τα στοιχεία του πίνακα αυτού μπορούμε κατά το σχεδιασμό να χρησιμοποιήσουμε αντί της περίπλοκης, σε σχεδιασμό φόρτιση του προηγούμενου παραδείγματος, τη φόρτιση 1, η οποία παρουσιάζεται στο σχήμα 4.2.

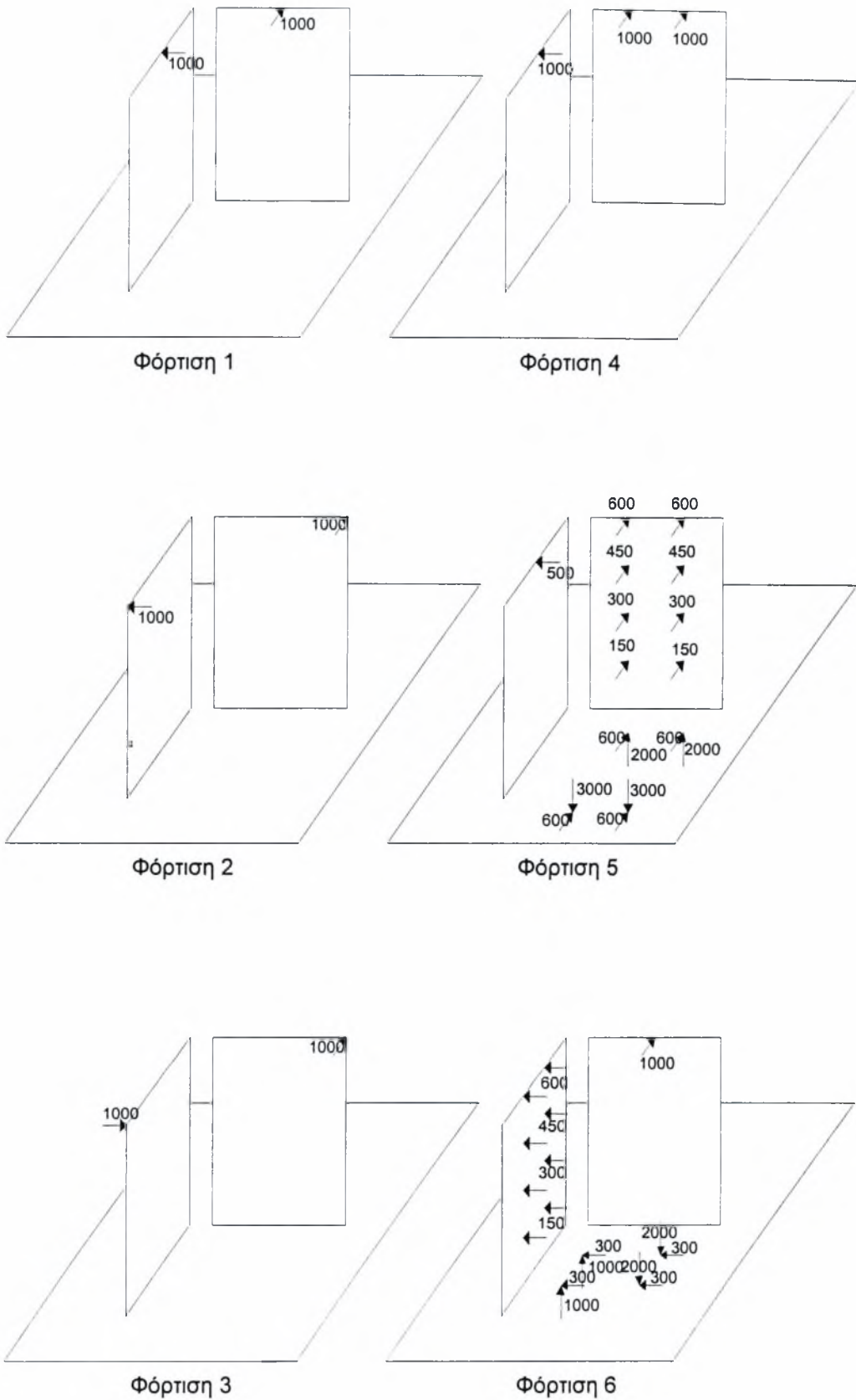
Φόρτιση	Μετακίνηση προς τη διεύθυνση της φόρτισης (mm)	Μέγιστη εφελκυστική τάση στη βάση του τοίχου (kN/m ²)
1	7.98	4000
2	5.12	3510
3	7.18	3570

Πίνακας 4.2 Σύγκριση φορτίσεων

Η φόρτιση 3 είναι ίδια ακριβώς με την 1, με τη διαφορά ότι το φορτίο αντί για 1000 είναι 900 kN. Παρατηρούμε ότι οι φορτίσεις 1 και 3 απομακρύνονται πολύ από την 2 όσον αφορά τις μετακινήσεις, αλλά η 3 είναι κοντά στη 2 όσον αφορά τις τάσεις στη βάση του τοίχου. Για λόγους ασφαλείας αλλά και απλοποίησης τελικά χρησιμοποιούμε τη φόρτιση 1 αντί της 3.

Τελικά, μετά από χρονοβόρες επαναλήψεις και δοκιμές, απομονώσαμε ορισμένες φορτίσεις με τις οποίες θα προχωρήσουμε στη διαστασιολόγηση των ισχυρών τοίχων και του ισχυρού δαπέδου, οι οποίες δίνουν τα δυσμενέστερα αποτελέσματα για τη διαστασιολόγηση. Τα φορτία αυτά θα θεωρηθούν φορτία λειτουργίας, δηλαδή είναι εκείνα που πιθανώς θα επιβληθούν σε δοκίμια κατασκευών κατά την διάρκεια της ζωής του εργαστηρίου, παρόλο που γνωρίζουμε ότι τα φορτία είναι επαυξημένα σε σχέση με αυτά που κατά μεγάλη πιθανότητα θα επιβάλλονται. Στην διαστασιολόγηση της προέντασης θα χρησιμοποιήσουμε τα εντατικά μεγέθη που θα λάβουμε από την ανάλυση με αυτές τις φορτίσεις. Στις οριακές καταστάσεις αστοχίας θα λάβουμε υπόψη μεγεθυντικό συντελεστή $\gamma_q = 1.5$ για ωφέλιμα φορτία αν και έχουμε την δυνατότητα να χρησιμοποιήσουμε μικρότερο συντελεστή λόγω της φύσεως των φορτίων.

Στις επόμενες σελίδες ακολουθούν τα σκαριφήματα των φορτίσεων, στις οποίες έχουμε καταλήξει να χρησιμοποιήσουμε, και σχόλια γι' αυτές.



Σχήμα 4.3 Σκαριφήματα των φορτίσεων

Οι φορτίσεις του σχήματος 4.3 δεν ασκούνται μόνο κατά τη διεύθυνση που παριστάνονται στα σκαριφήματα. Κατά την επιβολή δυναμικών φορτίσεων σε φυσικά ομοιώματα η φόρτιση αλλάζει φορά σε συνάρτηση με το χρόνο. Αυτή η αλλαγή διεύθυνσης σημαίνει πως η φορά των δυνάμεων που ασκούνται στους ισχυρούς τοίχους αλλάζουν φορά και αυτές. Έτσι κατά τη διαστασιολόγηση των τοίχων τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που θα εμφανιστούν στη μια πλευρά θεωρούνται πως εμφανίζονται και στην άλλη όταν αντιστραφεί η φόρτιση.

Οποιοδήποτε και αν είναι το υπό μελέτη δοκίμιο, αυτό θα τοποθετηθεί σε απόσταση περίπου 1.5 m μακριά από τους τοίχους, αφού ένα τυπικό μήκος γρύλου είναι περίπου τόσο. Για το λόγο αυτό οι φορτίσεις στο δάπεδο είναι σε τέτοια απόσταση από τους τοίχους.

Οι φορτίσεις αυτές έχουν τοποθετηθεί με τον ίδιο ακριβώς τρόπο σε όλες τις περιπτώσεις διάταξης των τοίχων μέσα στο εργαστήριο. Και αυτό γιατί επιδιώξαμε ένα κοινό σημείο αναφοράς για την εκλογή των πιο κατάλληλων διατάξεων.

5 ΠΙΘΑΝΕΣ ΜΟΡΦΕΣ ΤΟΥ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟΥ

5.1 Εισαγωγή

Ύστερα από τον καθορισμό των φορτίσεων είμαστε σε θέση να προχωρήσουμε στην ανάλυση πιθανών μοντέλων, που θα προσομοιάζουν την εκάστοτε διάταξη του κυρίως χώρου του εργαστηρίου με πάρα πολύ καλή προσέγγιση (δηλ. τοίχοι και δάπεδο).

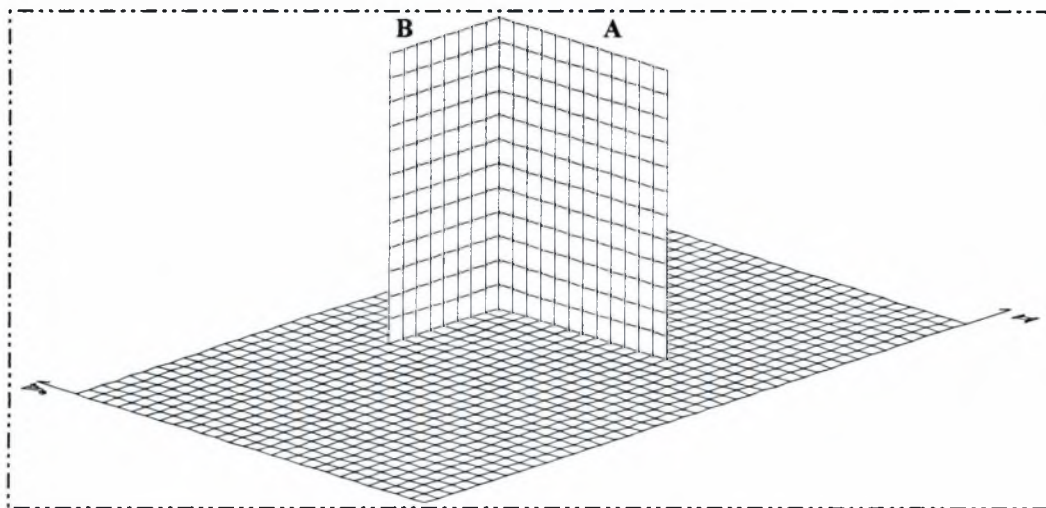
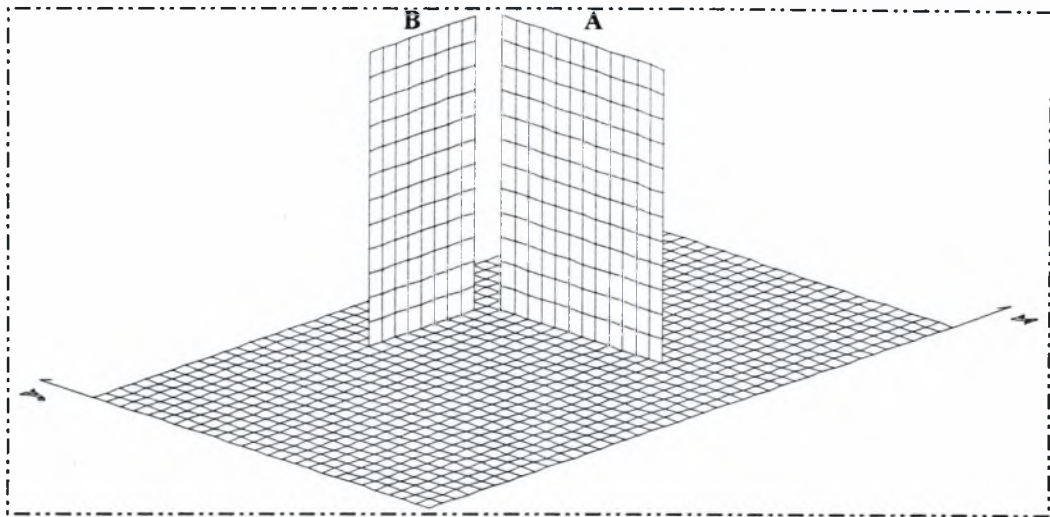
Σαν πρώτο βήμα και έχοντας δεδομένες τις διαστάσεις των τοίχων και του δαπέδου, αφού τις έχουμε προεπιλέξει σύμφωνα με τις απαιτήσεις μας, πρέπει να κάνουμε μία γενικότερη επιλογή. Πρέπει να επιλέξουμε, ενώ έχουμε ήδη αποφασίσει ότι η διάταξη των τοίχων θα έχουν μορφή 'Γ' , αν θα είναι ενωμένοι ή χωριστοί σχηματίζοντας απλά γωνία 90° μεταξύ τους. Θα πρέπει, λοιπόν αρχικά, να γίνουν αναλύσεις απλών μοντέλων ώστε να κατανοήσουμε τη συμπεριφορά των δύο αυτών διατάξεων και τελικά να επιλέξουμε τον πιο κατάλληλο.

5.2 Περιγραφή μοντέλων

Αρχικά, μελετάμε το ενδεχόμενο οι τοίχοι να είναι ενωμένοι και να συμπεριφέρονται ως ένα σώμα. Αυτό σημαίνει ότι η κάτοψή τους έχει μορφή “L” και οι διαστάσεις τους θα είναι 12 m μήκος και 12 m ύψος για τον μεγάλο σε διαστάσεις τοίχο και 8 m πλάτος και 12 m ύψος για τον μικρό σε διαστάσεις τοίχο. Αμφότεροι θα έχουν πάχος 1.5 m. Υποθέτουμε επίσης ότι ενώνονται μονολιθικά με το δάπεδο το οποίο έχει διαστάσεις κάτοψης 25x40 m και πάχος 1.0 m. Επίσης θεωρούμε ότι το έδαφος έδρασης του εργαστηρίου είναι καλό με δείκτη εδάφους $k_s = 50000 \text{ kN/m}^2$. Στην περίπτωση των μεμονωμένων τοίχων, η μοναδική διαφοροποίησή τους από τους άλλους, είναι ότι απέχουν μεταξύ τους 1m και προς τις δύο διευθύνσεις.

Για τη διακριτοποίηση των μοντέλων λαμβάνεται κάρναβος 1x1 m όπως θα φανεί σε παρακάτω σχήμα. Στην ανάλυση χρησιμοποιήσαμε το πρόγραμμα SAP2000 και για τη διακριτοποίηση τετραγωνικά στοιχεία κελύφους 1x1 m (shells) που μας δίνουν τη δυνατότητα να έχουμε τα αποτελέσματα εντατικών μεγεθών και μετατοπίσεων. Οι φορτίσεις που τους έχουν επιβληθεί είναι αυτές που έχουν προαναφερθεί και η σύγκριση των δύο διατάξεων θα γίνει βάση των αποτελεσμάτων που θα προκύψουν από τις αναλύσεις.

Σε αυτό το σημείο πρέπει να αναφέρουμε ότι κυρίαρχο ρόλο για την επιλογή παίζουν οι μετακινήσεις και κατά δεύτερο ρόλο οι τάσεις, αφού αυτό που επιδιώκουμε είναι η όσο το δυνατό ελαχιστοποίηση των μετακινήσεων ώστε να μην αλλοιώνουν τις πειραματικές μετρήσεις. Οι μέγιστες τάσεις παρουσιάζονται πάντα στις κατώτερες διατομές των τοιχωμάτων. Στη συνέχεια παρατίθεται σκαρίφημα των δύο διατάξεων και πίνακες με σύγκριση των αποτελεσμάτων που προέκυψαν από τις αναλύσεις.



Σχήμα 5.1 Σκαρίφημα διατάξεων τοίχων

	Σημείο A				Σημείο B			
	Ενωμένοι τοίχοι		Μεμονωμένοι τοίχοι		Ενωμένοι τοίχοι		Μεμονωμένοι τοίχοι	
	U _x	U _y	U _x	U _y	U _x	U _y	U _x	U _y
Φόρτιση	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
1	3.72	1.74	9.58	0.43	2.55	2.57	0.75	13.45
2	6.63	1.64	9.09	0.44	2.35	4.46	0.76	13.19
3	8.36	-0.08	8.39	0.48	1.33	-5.31	0.89	-13.91
4	7.49	2.11	18.90	0.39	3.96	2.11	0.77	13.87
5	8.51	1.24	19.47	0.37	3.83	-6.81	0.94	0.16
6	-0.03	1.52	0.06	0.53	1.18	3.33	0.70	13.75

Πίνακας 5.1 Μετακινήσεις των σημείων A και B [mm]

Φόρτιση	Ενωμένοι τοίχοι		Μεμονωμένοι τοίχοι	
	Μικρός τοίχος	Μεγάλος τοίχος	Μικρό τοίχος	Μεγάλος τοίχος
1	2200	980	7600	2300
2	2500	1780	6900	3100
3	3300	2100	7500	3000
4	3350	2350	7600	5200
5	2750	2510	6900	6000
6	2140	980	7210	2300

Πίνακας 5.2 Μέγιστες εφελκυστικές τάσεις [kN/m²]

Μελετώντας τους δύο παραπάνω πίνακες παρατηρούμε ότι οι εφελκυστικές τάσεις στους μεμονωμένους τοίχους, για τις ίδιες φορτίσεις είναι σημαντικά μεγαλύτερες και μάλιστα πολλές φορές περίπου τριπλάσιες, κάτι που οφείλεται στην μεγαλύτερη δυσκαμψία που παρουσιάζουν οι ενωμένοι τοίχοι. Η δυσκαμψία των ενωμένων τοίχων, αν υποθέσουμε το φορέα ως πρόβολο μήκους 12m και διατομής σχήματος “Γ” θα ήταν ως προς μια διεύθυνση, $K = 3EI/h^3 = 0.3177E$. Στην περίπτωση των μεμονωμένων τοίχων, η αντίστοιχη δυσκαμψία προς την ίδια διεύθυνση προκύπτει $K = 0.0058E$.

Παρατηρούμε δηλαδή με μια απλή παραδοχή τη διαφορά δυναμικότητας των δύο διατάξεων.

Οι μετακινήσεις στους μεμονωμένους τοίχους είναι, επίσης, μειωμένες σε σχέση με τη διάταξη των τοίχων χωριστά ο ένας από τον άλλο. Χαρακτηριστικό είναι ότι για τη φόρτιση 6 στον μικρό τοίχο της διάταξης 1 η μετακίνηση u_y είναι 3.32 mm ενώ στην περίπτωση της διάταξης 2 και στο ίδιο σημείο είναι 13.7 mm, τέσσερις φορές περίπου μεγαλύτερη. Το ίδιο συμβαίνει για όλες τις φορτίσεις αλλά όχι σε τόσο μεγάλη κλίμακα.

Με μια πρώτη ματιά, ο καθένας θα πίστευε ότι η πιο ενδεδειγμένη λύση είναι αυτή με τους τοίχους ενωμένους και με μορφή "L". Όμως με μια πιο προσεκτική ματιά παρατηρούμε ότι σε αυτή τη διάταξη των τοίχων και για φορτίσεις που πραγματοποιούνται προς μια διεύθυνση, εμφανίζονται αξιοσημείωτες μετακινήσεις και προς την άλλη διεύθυνση. Για παράδειγμα, μπορούμε να αναφέρουμε την περίπτωση της φόρτισης 6 και στην περίπτωση της διάταξης 1, κατά την οποία στον μικρό τοίχο έχουμε μέγιστη μετακίνηση κατά τη διεύθυνση x , 0.7 mm, ενώ για τη διάταξη 2, και στο ίδιο σημείο και στην ίδια διεύθυνση, έχουμε μέγιστη μετακίνηση 1.18 mm

Καταλαβαίνουμε λοιπόν ότι υπάρχει άμεση αλληλεπίδραση της συμπεριφοράς του ενός τοίχου στην συμπεριφορά του άλλου. Το παραπάνω γίνεται πιο εμφανές στην περίπτωση της φόρτισης 5 κατά την οποία έχουμε μέγιστη μετακίνηση στο μικρό τοίχο κατά τη διεύθυνση y 1.24mm για τη διάταξη 2, και 0.37 mm για τη διάταξη 1 στο ίδιο σημείο, τρεις φορές περίπου μικρότερη.

Μία ακόμα πολύ σημαντική παρατήρηση είναι η επίδραση μιας φόρτισης, η οποία εφαρμόζεται σε έναν από τους δύο τοίχους, στον δεύτερο τοίχο κατά τη διεύθυνση της φόρτισης. Αν ανατρέξουμε πάλι στους παραπάνω πίνακες θα παρατηρήσουμε ότι η μέγιστη μετακίνηση κατά τη διεύθυνση y , για τη φόρτιση 5 και για τη διάταξη 2, είναι 3.83 mm, ενώ για τη διάταξη 1, στο ίδιο σημείο και με την ίδια φόρτιση, είναι 0.94 mm, σχεδόν τέσσερις φορές μικρότερη.

Το πρόβλημα, λοιπόν, που προκύπτει για τη διάταξη των ενωμένων τοίχων είναι ότι για πείραμα που θα διεξάγεται στον ένα τοίχο υπάρχει μεγάλη επιρροή και στον άλλο με αποτέλεσμα να μην μπορούν να πραγματοποιηθούν δύο πειράματα ταυτόχρονα, και αυτό γιατί ανεπιθύμητες μετακινήσεις θα επηρεάσουν άμεσα τα αποτελέσματά τους. Αλλά ακόμα και το πείραμα να

πραγματοποιείται στον ένα μόνο τοίχο, οι μετακινήσεις κατά την εγκάρσια διεύθυνση της φόρτισης είναι αξιόλογες με αποτέλεσμα και πάλι να υπάρχει το ενδεχόμενο αλλοίωσης αποτελεσμάτων.

Το πρόβλημα αυτό είναι ακόμη μεγαλύτερο όταν επιχειρήσουμε να πραγματοποιήσουμε πείραμα με διαξονική καταπόνηση στο προσομοίωμά μας, και θα πρέπει να εφαρμόσουμε δυνάμεις σε αυτό και από τους δύο τοίχους. Σε αυτήν την περίπτωση η συμπεριφορά της διάταξης αυτής των τοίχων είναι πολύπλοκη και δύσκολα μπορεί να ληφθεί υπόψη στα αποτελέσματα που αντλούμε από το πείραμα.

Σε ερευνητικά εργαστήρια, όπως το συγκεκριμένο εργαστήριο κατασκευών, αυτό που έχει δεσπόζουσα σημασία είναι η αξιοπιστία των πειραματικών αποτελεσμάτων, αφού τα τυχόν σφάλματα, γνωστά ή άγνωστα, θέτουν περισσότερες και πολυπλοκότερες παραμέτρους στην επεξεργασία των αντλούμενων αποτελεσμάτων από το πείραμα και είναι πολύ πιθανό να οδηγήσουν σε λαθεμένες εκτιμήσεις.

Στο υπό μελέτη, αλλά και σε παρόμοια εργαστήρια, οι ανεξέλεγκτες μετακινήσεις είναι παράγοντας ανεπιθύμητος. Για τη σωστή λειτουργία του εργαστηρίου είναι αναγκαίο τέτοια φαινόμενα να εξαλείφονται. Κατά συνέπεια η τελική μας επιλογή είναι να μελετήσουμε τέτοια διάταξη τοίχων παρόμοια με τη διάταξη 1 που έχουμε προαναφέρει, δηλαδή οι τοίχοι να μην είναι ενωμένοι.

Στη συνέχεια ακολουθεί παρουσίαση πιθανών μορφών διατομής που μπορεί να έχουν οι τοίχοι της παραπάνω διάταξης του εργαστηρίου καθώς επίσης και η επιλογή των καταλληλότερων.

5.3 Επιλογή διατομής τοίχων

Έχοντας πλέον κατασταλάξει ότι οι τοίχοι θα είναι ανεξάρτητοι και όχι ενωμένοι θα πρέπει τελικά να επιλέξουμε και την πιο κατάλληλη διατομή για αυτούς. Καθοριστικό παράγοντα στην επιλογή μας θα διαδραματίσουν οι μετακινήσεις και οι τάσεις που θα εμφανιστούν από τις προαναφερθέντες φορτίσεις αλλά και η οικονομία σε υλικά κατασκευής (π.χ. σκυρόδεμα). Όπως έχουμε αναφέρει και σε προηγούμενα κεφάλαια, κατά τη διάρκεια των πειραμάτων (δηλ. υπό την επιβολή φορτίων), οι μετακινήσεις των τοίχων δε θα

πρέπει να είναι πολύ μεγάλες προκειμένου να μην αλλοιώνουν τα αποτελέσματα των μετρήσεων. Έχουμε προκαθορίσει ότι ανεκτές μετακινήσεις στην κορυφή των τοίχων (ύψος 12 m) είναι μικρότερες των 10 χιλιοστών. Εδώ θα πρέπει να τονίσουμε ότι τα περισσότερα πειράματα δε θα χρησιμοποιούν ολόκληρο το ύψος των τοίχων αλλά μέρος αυτών. Κατά συνέπεια μια μετακίνηση των 10 χιλιοστών του τοίχου ίσως φαντάζει μεγάλη για τέτοιου είδους πειράματα αλλά στην πραγματικότητα θα είναι πολύ μικρότερες στα ύψη όπου θα πραγματοποιούνται τα περισσότερα από αυτά.

Οι μεγάλες εφελκυστικές τάσεις που θα εμφανιστούν κατά την ανάλυση των μοντέλων θα παραληφθούν με προένταση (στην ουσία μετένταση γιατί θα επιβληθεί μετά τη σκλήρυνση του σκυροδέματος). Κατά το σχεδιασμό δε θα επιτρέψουμε καθόλου εφελκυστικές τάσεις στο σκυρόδεμα των τοίχων και κατ' επέκταση τη ρηγμάτωση του. Επομένως, ο σχεδιασμός θα πρέπει να γίνει με τέτοιο τρόπο ώστε όλες οι εφελκυστικές τάσεις να παραληφθούν από τους τένοντες προέντασης και οι μέγιστες θλιπτικές που θα εμφανιστούν να μην ξεπερνούν τη θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος.

Συνεπώς, για να επιτύχουμε κάτι τέτοιο, πρέπει οι τοίχοι να διαθέτουν επαρκή δυσκαμψία, η οποία αποκτάται μέσω της γεωμετρίας της διατομής τους. Ο πιο απλός τρόπος είναι να αυξήσουμε το πάχος της διατομής σε τέτοιες τιμές που και τα όρια των μετακινήσεων να ικανοποιούνται αλλά και τα όρια των τάσεων. Κάτι τέτοιο όμως οδηγεί σε αντιοικονομικό σχεδιασμό. Για να αποφύγουμε τέτοιο σχεδιασμό ανατρέξαμε σε άλλης μορφής διατομές. Κατά κύριο λόγο οι διατομές που μελετήσαμε είχαν σαν πρότυπο την κυψελωτή διατομή. Στις διατομές αυτές, για τον υπολογισμό της ροπής αδρανείας τους, προστίθεται ο όρος Steiner που αυξάνει κατά πολύ την τιμή της σε σχέση με την απλή ορθογωνική διατομή. Η επιλογή λοιπόν της διατομής του φορέα μας βασίστηκε σε αυτό το γεγονός, ενώ παρακάτω παρατίθενται μορφές των διατομών των τοίχων που μας απασχόλησαν.

Στο πρώτο σκαρίφημα παρουσιάζεται η απλή περίπτωση δυο τοίχων με συμπαγής διατομές. Στην περίπτωση αυτή για να ικανοποιηθούν τα κριτήρια των μετακινήσεων που έχουμε θεσπίσει απαιτείται, για τον μεγάλο τοίχο, πάχος διατομής 1.95 m. Με τη μελέτη, αρχικά αυτής της μορφής των τοίχων, αντλήσαμε σε πρώτη φάση το συμπέρασμα για το πόση πρέπει να είναι περίπου η δυσκαμψία των τοίχων οποιασδήποτε άλλης διατομής.

Στη συνέχεια προσανατολιστήκαμε σε διατομές τοίχων με συμπαγής διατομές πάλι, αλλά με λεπτότερο πάχος ενισχύοντάς τες με εγκάρσιες νευρώσεις από το ίδιο υλικό, όπως φαίνονται στα σκαριφήματα 2 και 3. Σε αυτή την περίπτωση το πάχος του μεγάλου τοίχου μειώθηκε στα 1.5 m αλλά υπό την παρουσία των εγκάρσιων αυτών ενισχύσεων παρουσιάστηκαν ικανοποιητικά αποτελέσματα όσον αφορά τις μετακινήσεις.

Έχοντας σαν οδηγό τις μορφές των τοίχων των δύο αυτών σκαριφημάτων, τίθεται το ερώτημα για το ποια από τις δύο αυτές είναι η καταλληλότερη. Οι παράγοντες που θα μας την καθορίσουν είναι:

- Λειτουργικότητα

Η λειτουργικότητα της διάταξης είναι ένας από τους σημαντικότερους παράγοντες. Κατά την εκτέλεση πειραμάτων μέσα στο εργαστήριο, η διάταξη των τοίχων δεν θα πρέπει να είναι απαγορευτική για πολλαπλές χρήσεις του εργαστηρίου ή η εκτέλεση ενός πειράματος να γίνεται εις βάρος κάποιου άλλου. Θα πρέπει δηλ. η μεταφορά δοκιμίων, οργάνων, η επιβολή φορτίων ή ακόμα και η εκτέλεση ενός δεύτερου πειράματος που θα διεξάγεται ταυτόχρονα με κάποιο άλλο, να γίνεται ανεμπόδιστα. Θέλουμε δηλ. όσο το δυνατό μεγαλύτερη εκμετάλλευση του χώρου.

- Αισθητική

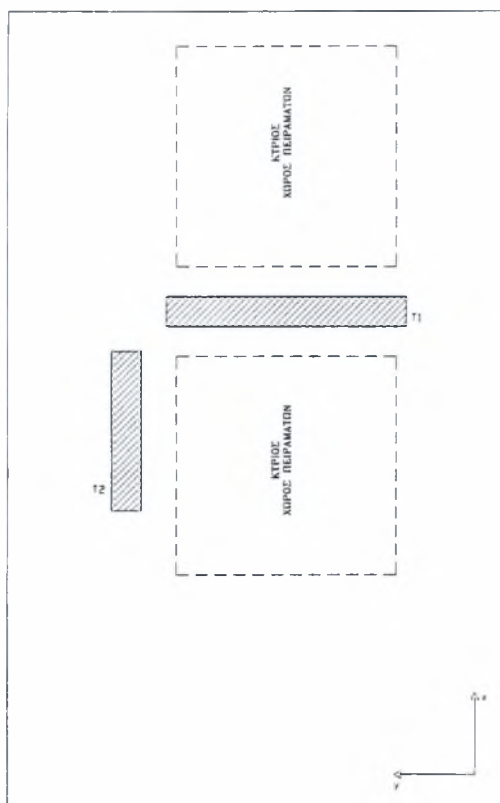
Παρόλο που αυτό που μας ενδιαφέρει περισσότερο είναι οι τοίχοι να φέρουν επιτυχώς τα φορτία που του επιβάλουμε, δε θα πρέπει να αγνοούμε και το αισθητικό τους μέρος. Σκόπιμο είναι τα πειράματα που θα πραγματοποιούνται μέσα στο εργαστήριο να είναι ορατά από όσο το δυνατό περισσότερες οπτικές γωνιές. Γι' αυτό το λόγο η μορφή που θα επιλέξουμε τελικά πρέπει να μας παρέχει αυτή τη δυνατότητα και να μη στέκεται εμπόδιο στην οπτική επαφή μας με το δοκίμιο.

Σε αυτό το σημείο και λαμβάνοντας όλα τα παραπάνω υπ' όψη είμαστε σε θέση να διακρίνουμε πως η μορφή και η διάταξη των τοίχων του σκαριφήματος 3 πληρεί σε μεγαλύτερο βαθμό τις απαιτήσεις μας. Και αυτό γιατί αν παρατηρήσουμε προσεκτικότερα τα σκαριφήματα θα προσέξουμε ότι για αυτήν τη διάταξη ο δευτερεύον χώρος που δημιουργείται πίσω από τον μεγάλο τοίχο

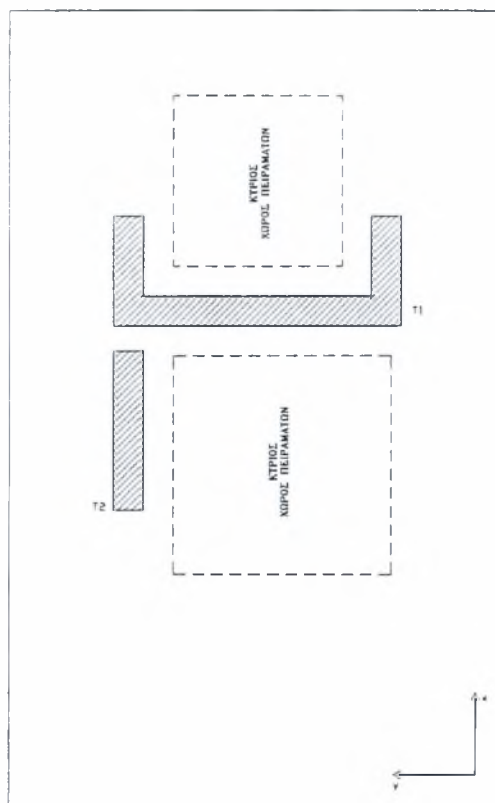
είναι κατά πολύ μεγαλύτερος από αυτόν του σκαριφήματος 2 ενώ όλα τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά τους είναι παρόμοια.

Τέλος, μια τέταρτη πιθανή μορφή των τοίχων είναι αυτή που φαίνεται στο σκαρίφημα 4. Σε αυτό το σχήμα οι διατομές των τοίχων είναι καθαρά κυψελωτές διατομές. Αρνητικό στοιχείο για τις διατομές αυτές είναι ο μεγάλος όγκος που καταλαμβάνουν μέσα στο εργαστήριο, χωρίς απαραίτητα μεγαλύτερο όγκο υλικών. Ελαφρυντικό για το μειονέκτημα αυτό είναι η ομοιομορφία των τοίχων από άποψη οπτική και του ότι οι κυψέλες μπορούν να έχουν τέτοιες διαστάσεις ώστε να είναι επισκέψιμες και να χρησιμοποιούνται ως χώροι αποθήκευσης.

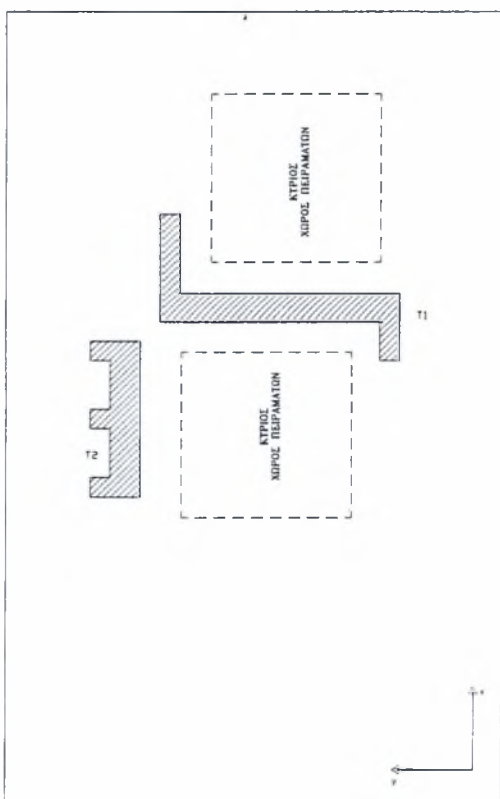
Οι διατομές που τελικά που θα μας απασχολήσουν παρακάτω είναι αυτές που φαίνονται στα σκαριφήματα 3 και 4 στην τελευταία σελίδα.



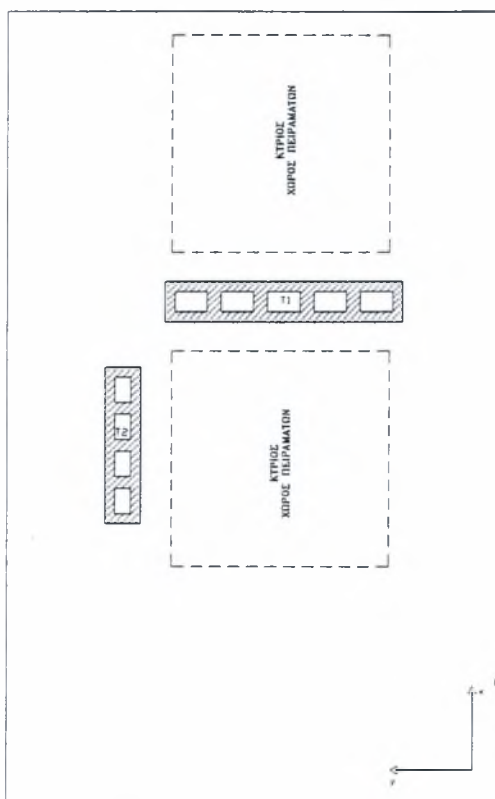
Σχήμα 5.2 Σκαρίφημα 1



Σχήμα 5.3 Σκαρίφημα 2



Σχήμα 5.4 Σκαρίφημα 3



Σχήμα 5.5 Σκαρίφημα 4

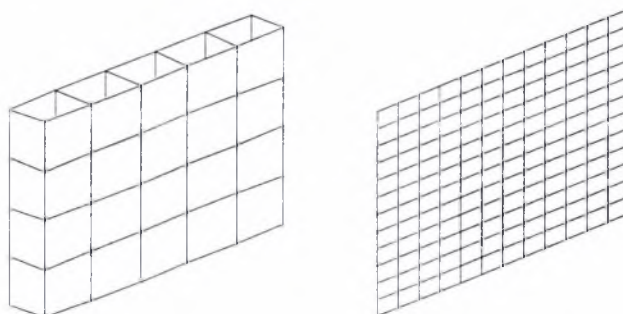
6 ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΚΑΝΝΑΒΟΥ ΔΙΑΚΡΙΤΟΠΟΙΗΣΗΣ

6.1 Εισαγωγή

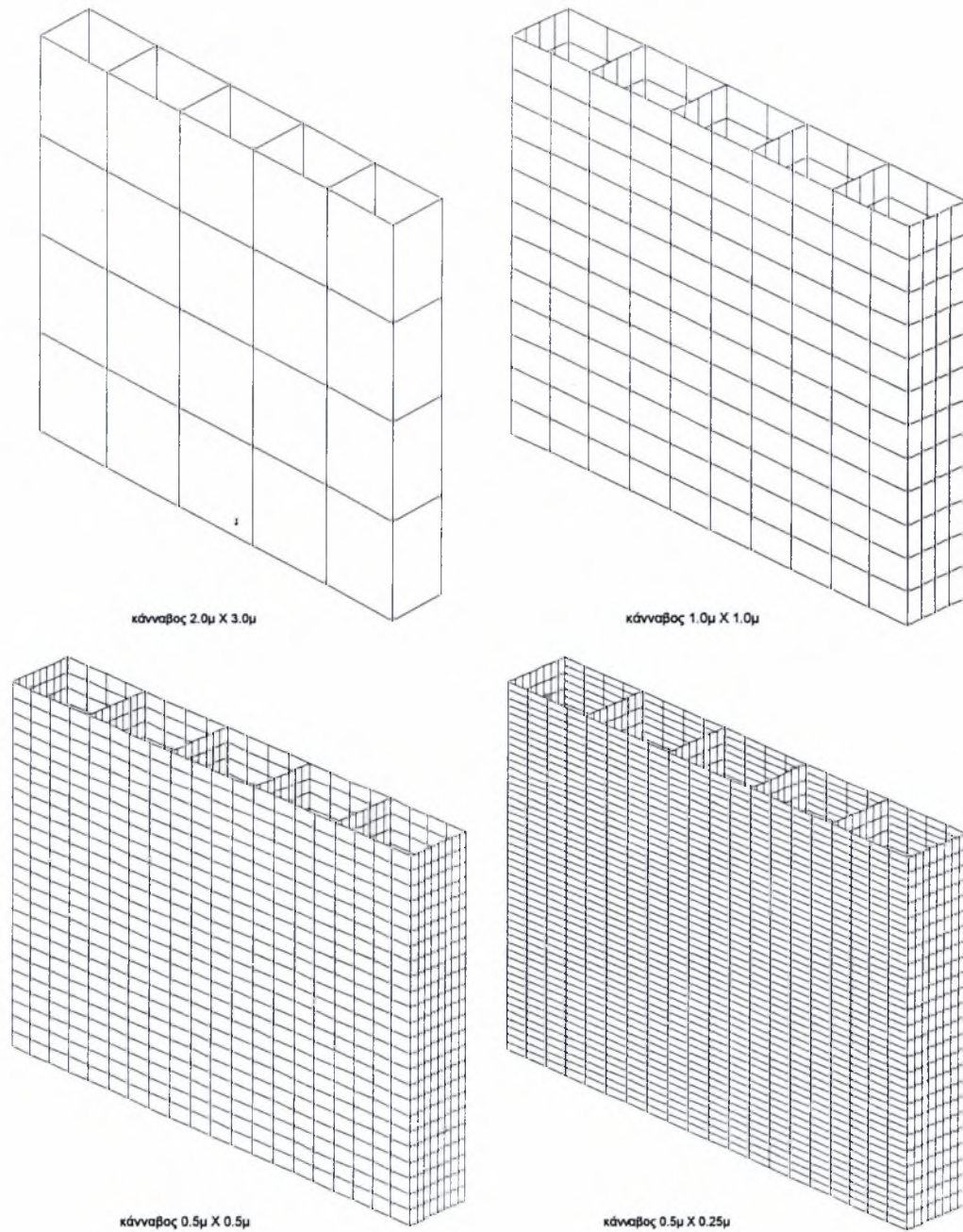
Πριν προχωρήσουμε στην κυρίως ανάλυση των μοντέλων με το πρόγραμμα SAP2000 θα πρέπει να ελέγξουμε ποια είναι εκείνη η διακριτοποίηση που δίνει τα ορθότερα αποτελέσματα αλλά και καθιστά την επίλυση εφικτή. Για το λόγο αυτό δημιουργήσαμε δύο αρχικά μοντέλα από δύο τοίχους με διατομές παρόμοιες με αυτές που θα μελετήσουμε και διερευνήσαμε έλεγχο ως προς το μέγεθος των επιφανειακών στοιχείων που πρέπει να χρησιμοποιηθούν.

6.2 Διακριτοποίηση

Τα πειραματικά μοντέλα που χρησιμοποιήθηκαν για τη διερεύνηση του καννάβου έχουν την εξής μορφή, κατά την οποία το ένα προσομοιώνει την συμπαγή διατομή και το άλλο την κυψελωτή:



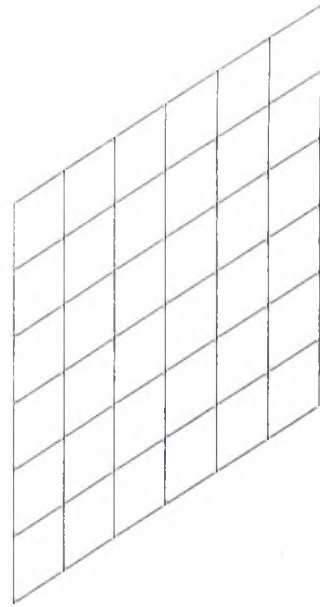
Τα φορτία που έχουν εφαρμοστεί και στα δύο μοντέλα έχουν όλα την ίδια τιμή 500 kN και εφαρμόζονται συνεχώς, όποια και αν είναι η διακριτοποίηση, στα ίδια σημεία και στα δύο μοντέλα. Η διακριτοποίηση παριστάνεται γραφικά στα παρακάτω σκαριφήματα ενώ τα αποτελέσματα για την σύγκριση, μετακινήσεις και τάσεις, παρουσιάζονται σε αναλυτικούς πίνακες που ακολουθούν.



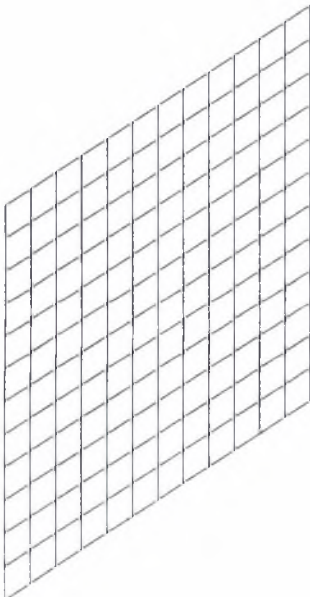
Σχήμα 6.1 Διακριτοποίηση κυψελωτής διατομής



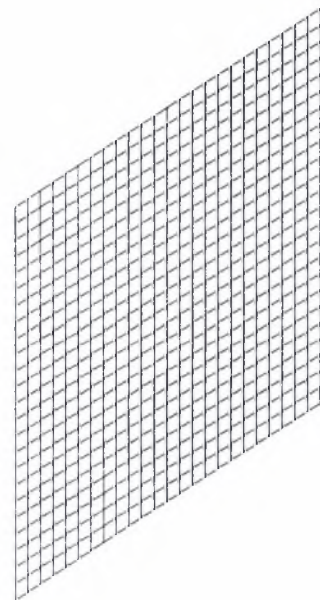
κάνναβος 4μ X 4μ



κάνναβος 2μ X 2μ



κάνναβος 1μ X 1μ



κάνναβος 0.50μ X 0.50μ

Σχήμα 6.2 Διακριτοποίηση συμπαγούς διατομής

Διακριτοποίηση κυψελωτής διατομής		
Διαστάσεις καννάβου	Μετακίνηση κατά διεύθυνση της δύναμης	Μέγιστη κατακόρυφη εφελκυστική τάση
(m)	(mm)	(kN/m ²)
2x3	3.07	1791
1x1	3.15	2214
0.5x0.5	3.17	2473
0.5x0.25	3.17	2416

Πίνακας 6.1 Κυψελωτός φορέας

Διακριτοποίηση συμπαγούς διατομής		
Διαστάσεις καννάβου	Μετακίνηση κατά διεύθυνση της δύναμης	Μέγιστη κατακόρυφη εφελκυστική τάση
(m)	(mm)	(kN/m ²)
4x4	7.75	3906
2x2	7.75	3850
1x1	7.75	3829
0.5x0.5	7.75	3821

Πίνακας 6.2 Συμπαγής φορέας

Πρέπει να εξηγήσουμε σε αυτό το σημείο ότι η διακριτοποίηση που έγινε στην κυψελωτή διατομή, έγινε κατά αυτό τον τρόπο επειδή δε μπορούσε να γίνει υποδιαίρεση των στοιχείων σε ακέραιο αριθμό διαστάσεων λόγω των αρχικών διαστάσεων του φορέα οι οποίες συμπίπτουν με αυτές του πραγματικού φορέα.

Παρατηρούμε λοιπόν, ότι στο μοντέλο με τη συμπαγή διατομή οι μετακινήσεις σε όλες τις περιπτώσεις διακριτοποίησης είναι σχεδόν ίδιες. Από την άλλη πλευρά οι τάσεις που αναπτύσσονται παρατηρούμε ότι έχουν φθίνουσα πορεία όσο η διακριτοποίηση γίνεται πυκνότερη. Επιλέγοντας

διαστάσεις καννάβου 1x1 m είμαστε αρκετά κοντά στην πραγματικότητα αλλά και προς την πλευρά της ασφαλείας.

Στο δεύτερο μοντέλο, που αναπαριστά μία κυψελωτή διατομή, παρατηρούμε και πάλι ότι οι μετακινήσεις δεν διαφέρουν πολύ μεταξύ τους. Οι τάσεις όμως δεν ακολουθούν τον ίδιο ρυθμό μεταβολής όπως και προηγουμένως. Η τιμή τους αυξάνει όσο αυξάνει η πύκνωση του καννάβου, μέχρι ενός σημείου. Βλέπουμε ότι για την τελευταία διακριτοποίηση, ότι ενώ οι τάσεις αυξάνονταν μέχρι εκείνη τη στιγμή, ξαφνικά παρουσίασαν μία σταθεροποίηση, και μάλιστα αρνητική, ενώ η τελική της τιμή δεν είναι μακριά, (10%), από αυτή της διακριτοποίησης με διαστάσεις στοιχείων 1x1 m. Έτσι θεωρούμε επαρκή την διακριτοποίηση αυτή (1x1 m) με πύκνωση του καννάβου σε κρίσιμες διατομές.

7 ΥΛΙΚΑ ΚΑΙ ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗΣ

7.1 Υλικά

Τα βασικά υλικά του προεντεταμένου σκυροδέματος είναι το σκυρόδεμα (ειδικών απαιτήσεων αντοχής), ο χάλυβας προέντασης, οι αγκυρώσεις των τενόντων, οι σωλήνες περιβολής και ο χάλυβας του κοινού (ή χαλαρού ή συνελκόμενου) οπλισμού. Στις επόμενες παραγράφους εξετάζονται τα ειδικά χαρακτηριστικά του σκυροδέματος των προεντεταμένων κατασκευών, ο χάλυβας προέντασης, οι σωλήνες περιβολής και ο χάλυβας των ράβδων του κοινού οπλισμού που τοποθετείται στα προεντεταμένα μέλη σαν συμπλήρωση των τενόντων προέντασης, με σκοπό την αύξηση της αντοχής και τον περιορισμό της ρηγμάτωσης, ή την παραλαβή εγκάρσιων δυνάμεων, ή τον εγκιβωτισμό του σκυροδέματος, ή τέλος τη συναρμολόγηση του κλωβού του οπλισμού και τη στερέωση των σωλήνων περιβολής και των αγκυρώσεων. Στις αγκυρώσεις θα αναφερθούμε σε επόμενα κεφάλαια.

7.1.1 Το σκυρόδεμα

Στις προεντεταμένες κατασκευές απαιτείται σκυρόδεμα με υψηλή αντοχή, ανώτερη απ' αυτήν που συνηθίζεται στις συμβατικά οπλισμένες. Οι λόγοι είναι πολλοί: Πρώτον, γιατί τα προεντεταμένα μέλη χρειάζονται υλικά (σκυρόδεμα και χάλυβα) υψηλής αντοχής, ώστε να αναπτύξουν μεγαλύτερη καμπτική αντοχή από τα αντίστοιχα οπλισμένα με μικρότερες διαστάσεις διατομής και δεύτερον, γιατί οι αγκυρώσεις των συστημάτων προέντασης έχουν κατασκευαστεί από τον κατασκευαστή τους με την προϋπόθεση ότι το σκυρόδεμα είναι υψηλής αντοχής. Επομένως σκυρόδεμα χαμηλής αντοχής θα αστοχήσει στην περιοχή των αγκυρώσεων, εξ' αιτίας των μεγάλων τοπικών τάσεων θλίψης, διάρρηξης ή συνάφειας που αναπτύσσονται εκεί. Τρίτον, επειδή, για να μειωθούν τα πάχη των στοιχείων (πλάτος κορμού δοκών, πάχος πλακών, κ.λ.π.) χρειάζεται η μεγαλύτερη αντοχή σε διάτμηση και λοξό εφελκυσμό που συνοδεύει τη μεγαλύτερη θλιπτική αντοχή. Τέλος, επειδή η συστολή ξήρανσης και ο ερπυσμός, που προκαλούν βαθμιαία μείωση της δύναμης προέντασης, μειώνονται κατά κανόνα με την αύξηση της αντοχής του σκυροδέματος.

Ο κανονισμός για τη μελέτη και κατασκευή έργων από σκυρόδεμα ορίζει σαν κατώτερη επιτρεπόμενη κατηγορία σκυροδέματος για προεντεταμένες κατασκευές το C25. Η διαφορά κόστους μεταξύ του C25 και των κατώτερων κατηγοριών σκυροδέματος είναι μικρή, σε σύγκριση με τη διαφορά αντοχής. Αντίθετα οι υψηλές κατηγορίες αντοχής, όχι μόνο έχουν πολύ υψηλότερο κόστος, αλλά επιπλέον απαιτούν εξαιρετική προσοχή στη μελέτη σύνθεσης, στην ανάμειξη, στη μεταφορά, στη διάστρωση, στη συμπίκνωση και στη συντήρηση του σκυροδέματος τις πρώτες μέρες.

Ιδιαίτερη σημασία για τις προεντεταμένες κατασκευές έχουν οι χρόνιες παραμορφώσεις του σκυροδέματος (ερπυσμός και συστολή ξήρανσης). Δεδομένου ότι η δύναμη προέντασης του τένοντα είναι αποτέλεσμα της επιβεβλημένης επιμήκυνσής του μεταξύ των ακραίων αγκυρώσεων, η βαθμιαία μείωση της απόστασης των ακραίων αγκυρώσεων, λόγω της του ερπυσμού και της συστολής ξήρανσης του σκυροδέματος που παρεμβάλλεται μεταξύ τους, προκαλεί βαθμιαία μείωση της δύναμης προέντασης. Για τον υπολογισμό της

μείωσης της προέντασης, απαιτείται γνώση της χρονικής εξέλιξης του ερπυσμού και της συστολής ξήρανσης του σκυροδέματος.

Στο σημείο αυτό θα πρέπει να σημειώσουμε ότι στην κατασκευή, που πρόκειται να μελετήσουμε, δε θα επιτρέψουμε καθόλου ρηγμάτωση αλλά ούτε εφελκυστικές τάσεις στο σκυρόδεμα, όσον αφορά τους φορείς των ισχυρών τοίχων ενώ εφελκυστικές τάσεις θα επιτρέψουμε στο σκυρόδεμα του ισχυρού δαπέδου αλλά και πάλι μέχρι τα όρια της εφελκυστικής αντοχής του, με αποτέλεσμα να μην εμφανιστεί ούτε και εκεί ρηγμάτωση. Συνεπώς, δεν έχει νόημα να αναφέρουμε σε αυτό το σημείο τη συμπεριφορά του σκυροδέματος όσον αφορά το διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων αφού το σκυρόδεμα δε θα ξεπεράσει σε καμία περίπτωση την ελαστική του περιοχή. Μας απασχολεί δηλ. μόνο ο ευθύγραμμος κλάδος του διαγράμματος, ο οποίος εξαρτάται αποκλειστικά από το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος. Αυτό γίνεται για το λόγο του ότι σε οποιαδήποτε χρονική στιγμή κατά την επιβολή φορτίων να είμαστε σε θέση να γνωρίζουμε τη συμπεριφορά κυρίως των ισχυρών τοίχων και να λαμβάνονται υπόψη στα αποτελέσματα των μετρήσεων των πειραμάτων.

Η ποιότητα σκυροδέματος που θα χρησιμοποιηθεί για τη μελέτη της κατασκευής μας είναι C30/37:

Άλλες χαρακτηριστικές τιμές:

Μέτρο Ελαστικότητας:	$E_c = 32 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$
Διατμητική τάση αντοχής σχεδιασμού:	$\tau_{Rd} = 340 \text{ kN/m}^2$
Μειωτικός συντελεστής ασφαλείας:	$\gamma_c = 1.5$
Εφελκυστική αντοχή σκυροδέματος:	$f_{ctk} = 2900 \text{ kN/m}^2$

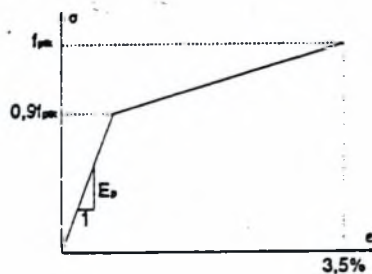
7.1.2 Ο χάλυβας προέντασης

Όπως αναφέρθηκε στην εισαγωγή, ο χάλυβας προέντασης πρέπει να είναι υψηλής αντοχής, ώστε να μειωθεί το ποσοστό της δύναμης προέντασης που χάνεται λόγω ερπυσμού και συστολής ξήρανσης του σκυροδέματος. Επιπλέον, η χαλάρωση του χάλυβα, δηλ. η πτώση της τάσης του για σταθερή παραμόρφωση. Μειώνεται με την αύξηση του ορίου διαρροής του. Για τους λόγους αυτούς οι χάλυβες προέντασης έχουν συμβατικά όρια διαρροής μεταξύ

550 MPa και 1800 MPa και εφελκυστικές αντοχές (όρια θραύσης) μεταξύ 850 MPa και 2000 MPa.

Ο κανονισμός απαιτεί να χρησιμοποιείται στους υπολογισμούς το πραγματικό διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων του χάλυβα προέντασης, όπως αυτό δίνεται π.χ. από τον παραγωγό και τα σχετικά πιστοποιητικά του χάλυβα. Αν δεν υπάρχουν ακριβέστερα στοιχεία (δηλ. από τα σχετικά πιστοποιητικά του χάλυβα), ή όταν είμαστε στο στάδιο προμελέτης, ο κανονισμός επιτρέπει τη χρήση του απλοποιημένου διγραμμικού διαγράμματος του παρακάτω σχήματος.

Το διάγραμμα αυτό είναι ευθύγραμμο με κλίση ίση με το μέτρο ελαστικότητας E_p μέχρι τάση $0.9f_{ptk}$, και επομένως και μέχρι παραμόρφωση $0.9f_{ptk}/E_p$. Απ' αυτή την τιμή τάσης και παραμόρφωσης και πέρα, το διάγραμμα είναι επίσης γραμμικό, μέχρι το σημείο που ορίζεται σε τάση f_{ptk} και παραμόρφωση (θραύσης) 3.5%.



Σχήμα 7.1 Διγραμμικό διάγραμμα σ-ε χαλύβων προέντασης κατά τον κανονισμό

Ένα σημαντικό για το προεντεταμένο σκυρόδεμα χαρακτηριστικό του χάλυβα είναι η χαλάρωση, δηλ. η μείωση της τάσης για σταθερή παραμόρφωση. Η χαλάρωση και ο ερπυσμός είναι οι δύο όψεις του ίδιου φαινομένου, δηλ. στην περίπτωση του χάλυβα, των βαθμιαίων μετακινήσεων ατελειών της κρυσταλλικής δομής του χάλυβα (των μεταστάσεων), όταν ο τελευταίος βρίσκεται υπό ένταση για μεγάλη χρονική περίοδο. Εκτενέστερα θα αναφερθούμε σε επόμενο κεφάλαιο.

Η ποιότητα του χάλυβα που θα χρησιμοποιηθεί για τη μελέτη της κατασκευής μας είναι St1080/1230:

όπου 1080 η τάση του χάλυβα για την οποία η παραμένουσα παραμόρφωση είναι 0.2% και 1230 η εφελκυστική αντοχή του χάλυβα σε MPa.

Το σύστημα προέντασης αλλά και χάλυβα που θα χρησιμοποιήσουμε είναι Dywidag. Χαρακτηριστικό του Γερμανικού αυτού συστήματος (της εταιρείας Dykerhoff και Widmann, AG) είναι η απλότητα. Χρησιμοποιεί μεμονωμένες ράβδους μεγάλης διαμέτρου (15,26,32 και 36 mm), από φυσικά σκληρό χάλυβα μέσης αντοχής. Οι ράβδοι έχουν συνεχές σπείρωμα στην επιφάνειά τους, το οποίο αυξάνει τη συνάφεια και επιτρέπει την αγκύρωση της ράβδου με περικόχλιο, σε οποιοδήποτε σημείο του μήκους της. Το περικόχλιο εδράζεται σε στοιχείο αγκύρωσης με μορφή κώδωνα ή πλάκας. Τα στοιχεία αγκύρωσης μεταφέρουν τη δύναμη προέντασης στο σκυρόδεμα με έδραση. Οι ράβδοι παράγονται σε σχετικά μικρά μήκη (24 m), αλλά μπορούν να επεκταθούν με κοχλιωτές μούφες, που φέρουν εσωτερικά σπείρωμα το οποίο βιδώνει στις σπείρες των ράβδων που ενώνονται.

Πλεονέκτημα του συστήματος είναι η απλότητα στην προένταση, την αγκύρωση, την απουσία ολίσθησης στην αγκύρωση και η καλή συμπεριφορά των φυσικά σκληρών χαλύβων σε υψηλές θερμοκρασίες και σε διάβρωση, καθώς και η σχετικά χαμηλή χαλάρωσή τους. Μειονέκτημα του συστήματος είναι η μικρότερη αντοχή των φυσικά σκληρών χαλύβων, το σχετικά μικρό μέγεθος της δύναμης προέντασης ανά τένοντα και οι αυξημένες χρόνιες απώλειες προέντασης. Η δυσκαμψία των ράβδων είναι σε πολλές μεν περιπτώσεις μειονέκτημα (καμπύλες χαράξεις), σε μερικές δε (ευθύγραμμες χαράξεις) πλεονέκτημα.

Άλλες χαρακτηριστικές τιμές του χάλυβα προέντασης είναι:

Μέτρο Ελαστικότητας: $E_c = 200 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$

Μειωτικός συντελεστής ασφαλείας: $\gamma_s = 1.15$

7.1.3 Σωλήνες περιβολής τενόντων

Οι σωλήνες περιβολής είναι κατασκευασμένοι κατά κανόνα από κυματοειδή χαλυβδόφυλλα μικρού πάχους (0.2-0.35 mm). Οι εγκάρσιες στον άξονα του σωλήνα αυλακώσεις της επιφάνειας εξασφαλίζουν, μέσω μηχανικής εμπλοκής, τη σύνδεση, αφενός μεν του εξωτερικού σκυροδέματος και του σωλήνα, αφετέρου δε του σωλήνα και του εσωτερικού τσιμεντενέματος. Έτσι

εξασφαλίζεται έμμεσα η σύνδεση εξωτερικού σκυροδέματος και εσωτερικού τσιμεντενέματος.

Οι οδηγίες της F.I.P. (Federation Internationale de la Precontrainte), για σωλήνες περιβολής απαιτούν σωλήνες εξαερισμού στα υψηλά σημεία της χάραξης των σωλήνων ή κάθε 40 m τουλάχιστον, και σωλήνες αποστράγγισης στα χαμηλά σημεία. Επίσης απαιτούν ελεύθερη διατομή σωλήνων περιβολής τουλάχιστον διπλάσια αυτής των τενόντων που περιβάλουν, ή καθαρή εσωτερική διάμετρο κατά 10 mm τουλάχιστον μεγαλύτερη απ' αυτήν των τενόντων (δηλ. της μεμονωμένης ράβδου, του συρματόσχοινου ή της ομάδας των συρμάτων). Καθορίζουν επίσης ότι οι σωλήνες πρέπει να είναι υδατοστεγανοί και καθαροί εσωτερικά από ξένα σώματα ή νερό.

Στο σημείο αυτό σκόπιμο είναι να αναφέρουμε ότι μέσα στους σωλήνες περιβολής, μετά την τοποθέτηση των τενόντων, διοχετεύεται λιπαντικό για την πλήρωση όλων των κενών. Το λιπαντικό αφενός διοχετεύεται για να προστατέψει το χάλυβα προέντασης από την οξείδωση και αφετέρου για να μειωθούν οι τριβές μεταξύ χάλυβα προέντασης και σωλήνα περιβολής που αναπτύσσονται κατά την τάνυση. Λιπαντικό επίσης τοποθετείται και στα τμήματα των τενόντων που βρίσκονται εκτός σκυροδέματος ώστε και πάλι να αποφευχθεί η οξείδωσή τους από τον αέρα.

7.1.4 Χάλυβας συνελκόμενου οπλισμού

Όπως στο οπλισμένο σκυρόδεμα, έτσι και στο προεντεταμένο, απαιτείται για τον περιορισμό της ρηγμάτωσης λόγω παρεμποδιζόμενων ή επιβαλλόμενων παραμορφώσεων, ένα ελάχιστο ποσοστό συνελκόμενου χάλυβα με νευρώσεις, ίσο με $\min p_r = \min A_s / A_{ct} = k f_{ctk} / \sigma_s$. Το ποσοστό αυτοαναφέρεται στο εμβαδό A_{ct} της εφελκόμενης ζώνης του Σταδίου I, δηλ. της αρηγμάτωτης διατομής και απαιτείται σε κάθε πέλμα όπου μπορεί να αναπτυχθούν εφελκυστικές τάσεις σε κάποιο στάδιο της ζωής της κατασκευής (δηλ. πρακτικά και στα δύο πέλματα). Η εφελκυστική αντοχή f_{ctk} είναι στην περίπτωση αυτή η πάνω χαρακτηριστική τιμή $f_{ctk0.95} = 1.3 f_{ctm}$, επιτρέπεται όμως να λαμβάνεται ίση με τη μέση τιμή f_{ctm} , αν ο κίνδυνος ρηγμάτωσης οφείλεται σε πρόωρη συστολή ξήρανσης. Ο συντελεστής k ισούται κατά τον κανονισμό για τη μελέτη και κατασκευή έργων

από οπλισμένο σκυρόδεμα με 0.5 για κάμψη, ενώ για καθαρό εφελκυσμό ισούται με 0.85 αν το πάχος t του στοιχείου είναι το πολύ 0.3m, με 0.5 αν αυτό είναι τουλάχιστον 0.8 m και με $1.06-0.7t$ για $0.8 > t > 0.3$ m. η τιμή της τάσης σ_s λαμβάνεται ανάλογα με τη διάμετρο των ράβδων ή των αποστάσεων του ελάχιστου οπλισμού από πίνακες, έτσι ώστε να περιορίζεται το χαρακτηριστικό πλάτος των ρωγμών σε ανεκτές τιμές.

Στην μελέτη που ακολουθεί, η ποιότητα του χάλυβα που χρησιμοποιήθηκε για τους υπολογισμούς του συνελκόμενου οπλισμού, όπου αυτός είναι απαραίτητος, είναι όμοιος με αυτόν που χρησιμοποιείται στα κοινά έργα από οπλισμένο σκυρόδεμα και είναι S500.

Άλλες χαρακτηριστικές τιμές:

Μέτρο Ελαστικότητας: $E_c = 200 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$

Μειωτικός συντελεστής: $\gamma_s = 1.15$

7.2 Απώλειες προέντασης

7.2.1 Απώλειες προέντασης κατά μήκος του τένοντα λόγω τριβών.

Ακόμα και όταν η χάραξη του τένοντα είναι εντελώς ευθύγραμμη, οι άξονες των σωλήνων είναι στην πραγματικότητα ελαφρά καμπύλοι. Ο λόγος είναι ότι οι σωλήνες περιβολής στηρίζονται ανά αποστάσεις, ώστε να παραμένουν στη θέση που έχει καθορίσει η μελέτη, πριν και κατά τη σκυροδέτηση. Λόγω του βάρους του σωλήνα περιβολής, λόγω ανακρίβειών στην τοποθέτηση των στηριγμάτων, αλλά και λόγω μικρομετακινήσεων κατά τη σκυροδέτηση και τη δόνηση, η τελική θέση του σωλήνα περιβολής από την ιδεατή χάραξη δεν είναι ευθύγραμμη. Αυτή η αθέλητη και τυχαία εκτροπή του σωλήνα περιβολής από την ιδεατή χάραξη της μελέτης, εκφράζεται με τη βοήθεια της μέσης αθέλητης καμπυλότητας (ή μέσης αθέλητης γωνίας εκτροπής ανά m μήκους) k , η τιμή της οποίας, από τις αποστάσεις των στηριγμάτων του, από τις διαστάσεις, τον αριθμό και το μέγεθος των ράβδων ή συρμάτων προέντασης και σε τελευταία ανάλυση από το σύστημα προέντασης.

Όταν ο τένοντας εντείνεται μέσα σε σωλήνα με καμπυλότητα, αθέλητη ή όχι, έρχεται σε επαφή με τα τοιχώματα του σωλήνα περιβολής. Η σχετική ολίσθηση του τένοντα ως προς το περίβλημα του κατά την τάνυση προκαλεί δυνάμεις τριβής πάνω στο χάλυβα με διεύθυνση αντίθετη προς αυτήν της μετατόπισης του τένοντα. Η δύναμη τριβής είναι ανάλογη προς την εγκάρσια δύναμη άντυγας που ασκείται από τον τένοντα στο σκυρόδεμα και αντίστροφα, λόγω καμπυλότητας του τένοντα. Αν θεωρήσουμε δύο θέσεις x και $x+dx$ κατά μήκος του τένοντα και ονομάσουμε da τη γωνία μεταξύ των εφαπτόμενων του τένοντα στις θέσεις αυτές, τότε η δύναμη τριβής του τμήματος dx του τένοντα ισούται με $\mu P da$, όπου μ ο συντελεστής τριβής του τένοντα με το σωλήνα περιβολής. Από την ισορροπία του ίδιου τμήματος παράλληλα στον άξονα του τένοντα, προκύπτει ότι η δύναμη τριβής είναι ίση και αντίθετη προς τη μεταβολή dP της δύναμης προέντασης μεταξύ των δύο άκρων του τμήματος dx :

$$dP = -\mu P da \quad (7.1)$$

από όπου προκύπτει

$$P(x) \approx P(x_0) [1 - \mu(\Delta a_x + k \Delta x)] \quad (7.2)$$

όπου Δx τμήμα του τένοντα και Δa_x η διαφορά των εφαπτόμενων των γωνιών στα άκρα του τμήματος

7.2.2 Απώλειες προέντασης σε συνάρτηση του χρόνου

7.2.2.1 Χρονική εξέλιξη των απωλειών

Η τριβή προκαλεί απώλεια προέντασης κατά μήκος του τένοντα. Πρόκειται για απώλεια στο χώρο, που είναι συνάρτηση της απόστασης x της υπ' όψη διατομής από το άκρο τάνυσης. Άλλες απώλειες προέντασης είναι ανάλογες του χρόνου, ή ακριβέστερα της ηλικίας, t , του προεντεταμένου στοιχείου κατά την υπ' όψη χρονική στιγμή, και της ηλικίας, t_0 , κατά την επιβολή της φόρτισης.

Οι απώλειες προέντασης που εξαρτώνται από το χρόνο διακρίνονται σε στιγμιαίες ή άμεσες και σε χρόνιες. Στιγμιαίες απώλειες τάσης του χάλυβα προέντασης είναι η λόγω ολίσθησης του τένοντα κατά την αγκύρωση, $\Delta\sigma_{p01}$, στην περίπτωση που η τελευταία γίνεται με σφήνωση, και η λόγω της στιγμιαίας ελαστικής βράχυνσης του σκυροδέματος κατά την τάνυση, $\Delta\sigma_{p02}$.

Η μέγιστη τάση του χάλυβα προέντασης κατά την τάνυση πριν την εκδήλωση απωλειών $\Delta\sigma_{p01}$ και $\Delta\sigma_{p02}$, δεν επιτρέπεται κατά τον κανονισμό για τη μελέτη και κατασκευή έργων από σκυρόδεμα, να ξεπεράσει $0.7f_{ptk}$ και το $0.8f_{yk}$. Μετά την ολοκλήρωση των απωλειών $\Delta\sigma_{p01}$ και $\Delta\sigma_{p02}$, η μέγιστη τάση στον τένοντα δεν επιτρέπεται να ξεπεράσει, το $0.65f_{ptk}$ και το $0.75f_{yk}$.

Πριν ακόμα συμπληρωθεί η διαδοχική τάνυση των τενόντων, αρχίζουν να αναπτύσσονται οι χρόνιες παραμορφώσεις του σκυροδέματος, ο ερπυσμός και η συστολή ξήρανσης. Τα χρόνια αυτά φαινόμενα προκαλούν μία αυξανόμενη με το χρόνο πτώση τάσης στο χάλυβα προέντασης, $\Delta\sigma_{pt}(x)$, που τείνει ασυμπτωτικά σε μια τελική τιμή, $\Delta\sigma_{p\infty}(x)$. Έτσι η δύναμη προέντασης στη θέση x μειώνεται σε χρόνο t , από την αρχική της τιμή $P_{m0}(x)$ στην τιμή:

$$P_{mt}(x) = P_o - [\Delta P_o(x) + \Delta P_t(x)] \quad (7.3)$$

Όπου $\Delta P_t(x)$ είναι το σύνολο των χρόνιων απωλειών της προέντασης σε χρόνο t . Η τελική τιμή της δύναμης προέντασης σε χρόνο $t = \infty$ είναι:

$$P_{m\infty}(x) = P_o - [\Delta P_o(x) + \Delta P_{\infty}(x)] \quad (7.4)$$

7.2.2.2 Στιγμιαίες απώλειες λόγω ελαστικής βράχυνσης του σκυροδέματος

Όταν σε ένα στοιχείο που προεντνεται μετά την σκλήρυνση του σκυροδέματος εντείνονται διαδοχικά περισσότεροι από ένας τένοντες, τότε η ελαστική βράχυνση του σκυροδέματος λόγω της προέντασης ενός τένοντα μειώνει την επιμήκυνση, και επομένως και τη δύναμη προέντασης, όλων των τενόντων του στοιχείου που έχουν ήδη ενταθεί και αγκυρωθεί. Αν το στοιχείο έχει μόνο ένα τένοντα, τότε η μείωση της προέντασης στο άκρο μετριέται, και ο τένοντας αγκυρώνεται, αφού ολοκληρωθεί η στιγμιαία ελαστική βράχυνση του

σκυροδέματος. Αν το στοιχείο έχει n τένοντες, τότε η δύναμη προέντασης του i -οστού κατά σειρά έντασης τένοντα, μειώνεται εξ' αιτίας της τάνυσης των υπολοίπων κατά:

$$\Delta P_i = \alpha \frac{n-1}{n} \sigma_{cm} \frac{A_p}{n} \quad (7.5)$$

όπου $\alpha = E_p/E_{co}$ ο λόγος των μέτρων ελαστικότητας χάλυβα και σκυροδέματος, A_p η συνολική διατομή των n τενόντων και σ_{cm} η μέση θλιπτική τάση σκυροδέματος κατά μήκος της κεντροβαρικής γραμμής όλων των τενόντων, μετά την τάνυση και των n τενόντων.

Στην πράξη μπορεί να υπολογιστεί η συνολική απώλεια προέντασης λόγω ελαστικής βράχυνσης του σκυροδέματος για τους n τένοντες από την εξ. 7.6:

$$\Delta P_2 = \Sigma \Delta P_i = \frac{1}{2} \alpha \frac{n-1}{n} \sigma_{cm} A_p \quad (7.6)$$

και να αφαιρεθεί από την αρχική δύναμη προέντασης του στοιχείου P_0 . Εναλλακτικά, μπορεί να υπολογιστεί για κάθε τένοντα χωριστά η απώλεια λόγω ελαστικής βράχυνσης, ΔP_i , και να υπερτανυθεί ο τένοντας κατά αυτήν την ποσότητα, αρκεί η μέγιστη τάση του κατά την τάνυση να μην ξεπεράσει τη μέγιστη επιτρεπόμενη προσωρινή τιμή, δηλαδή το $\sigma_{po,max}$. Η υπερτάνυση αυτή εξουδετερώνεται κατά τη διαδοχική τάνυση των n τενόντων, έτσι ώστε μετά την ολοκλήρωση της προέντασης όλων των τενόντων η δύναμη προέντασης είναι ουσιαστικά η ίδια σ' όλους τους τένοντες, ανεξάρτητα από το μέγεθος της υπερτάνυσης και της απώλειας λόγω ελαστικής βράχυνσης του σκυροδέματος.

7.2.2.3 Χρόνιες απώλειες λόγω ερπυσμού και συστολής ξήρανσης του σκυροδέματος και λόγω χαλάρωσης του χάλυβα

Όπως αναφέρθηκε κατ' επανάληψη στα προηγούμενα, όταν οι ίνες του σκυροδέματος στη στάθμη του τένοντα έρπουν υπό την επίδραση μιας μόνιμης

τάσης θλίψης, ή βραχύνονται λόγω συστολής ξήρανσης, η εφελκυστική δύναμη του χάλυβα προέντασης μειώνεται με την πάροδο του χρόνου, επειδή ο τένοντας ακολουθεί τις παραμορφώσεις του γειτονικού σκυροδέματος. Αν υπάρχει συνεχής σύνδεση του τένοντα με το σκυρόδεμα μέσω της τσιμεντένεσης, ο χάλυβας προέντασης ακολουθεί τις παραμορφώσεις του σκυροδέματος που τον περιβάλλει, και η μείωση της τάσης του τένοντα σε μια διατομή x , $\Delta\sigma_{pt}(x)$, εξαρτάται από τις χρόνιες παραμορφώσεις των αντίστοιχων ινών σκυροδέματος μόνο στη διατομή αυτή. Αντίθετα, στη σπάνια για την Ελληνική πρακτική περίπτωση που οι τένοντες δε συνδέονται με το σκυρόδεμα μεταξύ των αγκυρώσεων, οι χρόνιες απώλειες προέντασης είναι ομοιόμορφες κατά μήκος του τένοντα και εξαρτώνται από τη μέση βράχυνση του σκυροδέματος μεταξύ των αγκυρώσεων κατά μήκος της χάραξης.

Αν η συστολή ξήρανσης σε ηλικία t είναι $\varepsilon_s(t, t_0)$ και ο ερπυστικός συντελεστής είναι $\varphi(t, t_0)$, όπου t_0 η ηλικία κατά την επιβολή της προέντασης και υποθεθεί ότι στη στάθμη του τένοντα το σκυρόδεμα είναι υπό σταθερές τάσεις, σ_{cg} λόγω μόνιμων δράσεων και σ_{cp0} λόγω προέντασης (που στην περίπτωση αυτή υποτίθεται σταθερή και ίση με την αρχική τιμή μετά τις στιγμιαίες απώλειες και τις τριβές, $P_{mo}(x)$), τότε η επιπλέον παραμόρφωση του σκυροδέματος στη στάθμη του τένοντα, στο διάστημα από t_0 μέχρι t , είναι:

$$\Delta\varepsilon_{c,c+s} = \varepsilon_s(t, t_0) + \frac{\varphi(t, t_0)}{E_c} (\sigma_{cg} + \sigma_{cp0}) \quad (7.7)$$

όπου E_c το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος. Επειδή ο τένοντας παρακολουθεί τις παραμορφώσεις του σκυροδέματος, η μεταβολή της τάσης του στο υπ' όψη χρονικό διάστημα θα είναι:

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = E_p \Delta\varepsilon_{c,c+s} + \Delta\sigma_{p,r}(t, t_0) \quad (7.8)$$

όπου E_p το μέτρο ελαστικότητας του τένοντα και η λόγω χαλάρωσης μεταβολή της τάσης του χάλυβα στο διάστημα. Έτσι τελικά, η μεταβολή της τάσης του τένοντα λόγω ερπυσμού και συστολής ξήρανσης του σκυροδέματος και λόγω χαλάρωσης του τένοντα είναι:

$$\Delta\sigma_{pt} \quad \Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_s(t_\infty, t_0)E_p + \alpha\varphi(t, t_\infty)(\sigma_{cg} + \sigma_{cp}) + \Delta\sigma_{p,r}(t - t_0)}{1 - \alpha \frac{\sigma_{cpo}}{\sigma_{po}}(1 + \chi(t, t_0)\varphi(t, t_0))} \quad (7.9)$$

όπου $\alpha = E_p / E_c$ ο λόγος των μέτρων ελαστικότητας χάλυβα και σκυροδέματος. Στην παραπάνω εξίσωση τα μεγέθη $\varepsilon_s, \sigma_{pg}, \sigma_{cpo}$ και $\Delta\sigma_{p,r}$ θεωρούνται αρνητικά για θλίψη ή βράχυνση και θετικά για εφελκυσμό ή μήκυνση. Επίσης η μεταβολή της τάσης του χάλυβα, $\Delta\sigma_{pt}$ θεωρείται θετική για αύξηση και αρνητική για μείωση. Η ολική τάση του τένοντα σε χρόνο t ισούται με:

$$\sigma_{pt}(x) = \sigma_{po}(x) + \Delta\sigma_{pt}(x) \quad (7.10)$$

7.3 Οριακές καταστάσεις αστοχίας του προεντεταμένου σκυροδέματος

7.3.1 Έλεγχος της οριακής κατάστασης αστοχίας σε μεγέθη ορθής έντασης (κάμψη με ορθή ένταση).

Όταν η ακραία τάση στο εφελκυσμένο πέλμα του στοιχείου φτάσει στην εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος, f_{ct} , το σκυρόδεμα ρηγματώνεται, με αποτέλεσμα ένα σημαντικό άλμα τάσης στο συνελκόμενο οπλισμό και στον τένοντα προέντασης που παραλαμβάνουν την εφελκυστική δύναμη που ελευθερώνεται από το σκυρόδεμα. Από το σημείο αυτό και πέρα η συμπεριφορά δε διαφέρει σημαντικά από αυτή του οπλισμένου σκυροδέματος σε κάμψη. Ενώ πριν τη ρηγμάτωση οι τάσεις του τένοντα και του συνελκόμενου οπλισμού αυξανόταν κυρίως λόγω της αύξησης του αντίστοιχου μοχλοβραχίονα, μετά τη ρηγμάτωση οι τάσεις του χάλυβα αυξάνονται ταχύτερα με το εξωτερικό φορτίο, ενώ ο μοχλοβραχίονας μένει ουσιαστικά σταθερός. Επίσης με τη ρηγμάτωση μειώνεται η δυσκαμψία της διατομής και αυξάνονται αντίστοιχα τα βέλη κάμψης. Με τη σταδιακή αύξηση των παραμορφώσεων στη θλιβόμενη ζώνη, ε_c , το σκυρόδεμα μπαίνει στη μη-γραμμική περιοχή του

διαγράμματος $\sigma - \varepsilon$ και η κατανομή των τάσεων στη θλιβόμενη ζώνη μεταβάλλεται από τριγωνική σε καμπύλη. Τελικά φτάνουμε σε καμπτική αστοχία της διατομής, είτε λόγω θραύσης του σκυροδέματος σε θλίψη, είτε λόγω υπερβολικής ρηγμάτωσης της εφελκόμενης ζώνης μετά τη διαρροή του συνελκόμενου οπλισμού και του τένοντα, όπως δηλαδή και στο οπλισμένο σκυρόδεμα. Τα κριτήρια αστοχίας είναι τα ίδια: βράχυνση του σκυροδέματος στην ακραία θλιβόμενη ίνα $\varepsilon_{e,max} = 0.35\%$, ή μήκυνση του σκυροδέματος στη στάθμη του τένοντα $\Delta\varepsilon_p = 2\%$ κατά τον κανονισμό για τη μελέτη και κατασκευή από σκυρόδεμα, καθότι ο Ευρωκώδικας 2 δεν θέτει όριο αστοχίας στη μήκυνση του χάλυβα ούτε για το οπλισμένο σκυρόδεμα ούτε για το προεντεταμένο.

7.3.2 Μεθοδολογία ελέγχου οριακής κατάστασης καμπτικής αστοχίας

Με βάση τα παραπάνω, η διαδικασία ελέγχου(ή διαστασιολόγησης) μιας ορθογωνικής διατομής πλάτους b χωρίς θλιβόμενο οπλισμό, είναι η εξής:
Από τη ροπή σχεδιασμού ως προς τη στάθμη του τένοντα:

$$M_{pd} = M_d \gamma_d N_d \quad (7.11)$$

υπολογίζεται η ανηγμένη ροπή σχεδιασμού

$$\mu_{pd} = \frac{M_{pd}}{bd_p^2 f_{cd}} \quad (7.12)$$

και από αυτήν την τιμή του ανηγμένου μοχλοβραχίονα εσωτερικών δυνάμεων, $\zeta = z/d_p$, και της μήκυνσης, $\Delta\varepsilon_p \leq 1\%$, στη στάθμη του τένοντα. Η αντιστοιχία μεταξύ μ_{pd} αφενός, και ζ , $\Delta\varepsilon_p$, αφετέρου, είναι η ίδια με αυτήν μεταξύ μ_{sd} και ζ , ε_{s1} σε ορθογωνικές διατομές από οπλισμένο σκυρόδεμα. Επομένως, μπορεί να χρησιμοποιηθεί για το σκοπό αυτό ο αντίστοιχος πίνακας ή διάγραμμα διαστασιολόγησης του οπλισμένου σκυροδέματος.

Στην γενική περίπτωση, στην οποία χρησιμοποιείται για το χάλυβα προέντασης το πραγματικό διάγραμμα σ-ε ή το διγραμμικό του σχήματος 7.1, από την τιμή του $\Delta\epsilon_p$ καθορίζεται η ολική μήκυνση του χάλυβα προέντασης, ϵ_p , και κατόπιν η τάση σχεδιασμού του, f_{pd} , από το διάγραμμα $\sigma_p - \epsilon_p$, με διαίρεση της τάσης με $\gamma_s = 1.15$. Στην απλούστερη περίπτωση, την οποία επιτρέπει (συντηρητικά) ο Ευρωκώδικας 2, όπου το διάγραμμα σ-ε του χάλυβα προέντασης θεωρείται στο σχεδιασμό σαν ελαστοπλαστικό, λαμβάνεται $f_{pd} = 0.9f_{ptk} / \gamma_s$, ανεξάρτητα από την τιμή του $\Delta\epsilon_p$, η οποία τότε δε χρειάζεται να υπολογιστεί. Κατόπιν υπολογίζεται η τάση σχεδιασμού του συνελκόμενου οπλισμού από την εξίσωση:

$$\sigma_{s1} = \min(f_{yd}, E_s \epsilon_{s1}) \quad (7.13)$$

Τέλος, εκλέγονται οι διατομές του χάλυβα προέντασης, A_p , και του συνελκόμενου οπλισμού, A_{s1} , έτσι ώστε να ικανοποιείται η σχέση:

$$A_p f_{pd} + A_{s1} \sigma_{s1} \geq \frac{M_{pd}}{z} + N_d \cong \frac{\mu_{pd}}{\zeta} (bdf_{cd}) + N_d \cong \omega (bdf_{cd}) + N_d \quad (7.14)$$

όπου το μηχανικό ποσοστό οπλισμού ω καθορίζεται από την τιμή της μ_{pd} , όπως ακριβώς και στο οπλισμένο σκυρόδεμα.

Η συμβολή του συνελκόμενου χάλυβα του θλιβόμενου πέλματος στην αντοχή σε κάμψη είναι συνήθως ασήμαντη και, επί το ασφαλέστερο, αγνοείται.

7.4 Έλεγχος της οριακής κατάστασης αστοχίας σε τέμνουσα

Σε προεντεταμένα στοιχεία χωρίς οπλισμό διάτμησης (δηλαδή σε πλάκες ή γενικά σε στοιχεία με δυνατότητα επιβολής του φορτίου σε διεύθυνση εγκάρσια σ' αυτήν του κυρίου ανοίγματος) η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα, V_{Rd1} , αυξάνεται με την προένταση, λόγω της παρουσίας αξονικής θλίψης, ως εξής:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} [\max(1.6 - d, 1) \min(2, 1.2 + 40\rho_1)] + 0.15 \frac{N_{sd}}{A_c}] b_w d \quad (7.15)$$

όπου τ_{Rd} η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής αντοχής του σκυροδέματος, b_w το πλάτος και d το στατικό ύψος της διατομής (σε m), ρ_1 το ποσοστό του χάλυβα του εφελκόμενου πέλματος που αγκυρώνεται πέραν από απόσταση d από τη διατομή, N_{sd} , η αξονική δύναμη θλίψης, περιλαμβανομένης της δύναμης προέντασης και $A_c = bh$ η επιφάνεια του κορμού.

Στη γενική μέθοδο είναι $V_{Rd3} = V_{wd}$. Για την αποφυγή της αστοχίας του σκυροδέματος σε λοξή θλίψη πριν τη διαρροή των συνδετήρων, πρέπει:

$V_{Rd3} \leq V_{Rd2}$, απ' όπου προκύπτουν οι οπλισμοί διάτμησης, και όπου

$V_{Rd2} = 0.5 \max\{0.5, 0.7 - f_{ck} / 200\} f_{cd} b(0.9d)$, το f_{ck} σε MPa.

7.5 Αντοχή των αγκυρώσεων

7.5.1 Αντοχή του σκυροδέματος σε τοπική θλίψη κάτω από τις πλάκες αγκύρωσης

Σε συστήματα προέντασης μετά τη σκλήρυνση, η πλάκα αγκύρωσης μεταβιβάζει στο σκυρόδεμα μία θλιπτική δύναμη με τιμή σχεδιασμού:

$$F_{Sd} = \gamma_p P_{ko, \max} \quad (7.16)$$

όπου $\gamma_p = 1.2$ ο συντελεστής φορτίου για δυσμενή επιρροή και $P_{ko, \max}$ η μέγιστη τιμή της δύναμης προέντασης στην αγκύρωση, πριν τις απώλειες λόγω ολίσθησης κατά τη σφήνωση και ελαστική βράχυνση του σκυροδέματος και πριν τη χαλάρωση της τυχόν υπέρτασης στο άκρο. Αν η επιφάνεια της πλάκας αγκύρωσης είναι A_{co} , οι θλιπτικές τάσεις που αναπτύσσονται στο σκυρόδεμα ακριβώς κάτω από την πλάκα, έχουν τιμή σχεδιασμού, F_{Sd} / A_{co} , που συνήθως

ξεπερνά τα 30 MPa. Ο εγκιβωτισμός της περιοχής κάτω από την πλάκα αγκύρωσης από το σκυρόδεμα που την περιβάλλει, προκαλεί τριαξονική εντατική κατάσταση, με θλιπτικές τάσεις $\sigma_{II} \approx \sigma_{III}$, εγκάρσιες στην $\sigma_I = F_{sd} / A_{co}$, αξονική που αυξάνουν σημαντικά την αντοχή του σκυροδέματος. Η τριαξονικότητα της εντατικής κατάστασης αυξάνεται με την τοπικότητα της εφαρμογής της θλιπτικής δύναμης, F_{sd} , δηλ. με το λόγο $A_{cl} / A_{co} \geq 1.0$, όπου A_{cl} είναι η μέγιστη επιφάνεια που είναι γεωμετρικά όμοια, και έχει το ίδιο κέντρο βάρους με την επιφάνεια εφαρμογής της τοπικής θλίψης, A_{co} , και εγγράφεται στη διατομή. Έτσι, ο έλεγχος της οριακής κατάστασης αντοχής του σκυροδέματος σε τοπική θλίψη:

$$F_{sd} \leq F_{Rd} \quad (7.17)$$

μπορεί να γίνει με αντοχή σχεδιασμού, F_{Rd} , που δίνεται από την ημιεμπειρική σχέση:

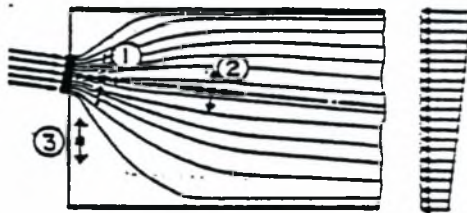
$$F_{Rd} = A_{co} f_{cd} \sqrt{\frac{A_{cl}}{A_{co}}} = f_{cd} \sqrt{A_{cl} A_{co}} \leq 3.3 f_{cd} A_{co} \quad (7.18)$$

Το θέμα της αντοχής του σκυροδέματος σε τοπική θλίψη κάτω από τις πλάκες, ή γενικότερα, τα στοιχεία, αγκύρωσης, έχει ληφθεί υπ' όψη στο σχεδιασμό της γεωμετρίας των αγκυρώσεων των διαφόρων συστημάτων. Έτσι οι διαστάσεις τις πλάκας αγκύρωσης και ο τυχόν οπλισμός περίσφιγξης, έχουν κατά κανόνα επιλεγεί έτσι ώστε να ικανοποιείται η εξ. 7.17, για την κατώτερη επιτρεπόμενη ποιότητα σκυροδέματος και για τη μέγιστη επιτρεπόμενη δύναμη προέντασης, $P_{ko,max}$, που αντιστοιχεί στην αγκύρωση αυτή, ακόμα και αν η πλάκα αγκύρωσης εφάπτεται στην περίμετρο της διατομής (οπότε $A_{co} = A_{cl}$)

7.5.2 Οπλισμός των περιοχών των αγκυρώσεων, για τις τοπικές εφελκυστικές δυνάμεις

Όσο αυξάνει η απόσταση από τη διατομή αγκύρωσης, η δύναμη προέντασης, που στη διατομή αυτή δρα μόνο σ' ένα μικρό τμήμα, A_{co} , της επιφάνειας, διανέμεται σ' ένα μεγαλύτερο τμήμα της διατομής του σκυροδέματος. Στους υπολογισμούς μπορεί να υποτεθεί ότι η δύναμη προέντασης διαχέεται στη μάζα του σκυροδέματος μέσα σε έναν κώνο, με άξονα τη διεύθυνση του τένοντα στη διατομή αγκύρωσης και γενέτειρες υπό γωνία $\arctan(2/3)=33.7^\circ$ ως προς τον άξονα.

Σε απόσταση από τη διατομή αγκύρωσης, τέτοια ώστε όλη η διατομή του μέλους να βρίσκεται μέσα στον κώνο διανομής της δύναμης προέντασης, μπορεί να υποτεθεί ότι η επίδραση της συγκέντρωσης των τάσεων στο άκρο έχει εξαφανισθεί και ότι αναπτύσσεται στη διατομή η γραμμική καθ' ύψος κατανομή των ορθών τάσεων που προβλέπει η γενική θεωρία της κάμψης (υπόθεση των Navier και Bernoulli). Στο ενδιάμεσο μεταξύ της διατομής αγκύρωσης και αυτής στην οποία ισχύει η υπόθεση Navier και Bernoulli, οι τροχιές των κυρίων τάσεων θλίψης, σ_1 , έχουν μορφή S

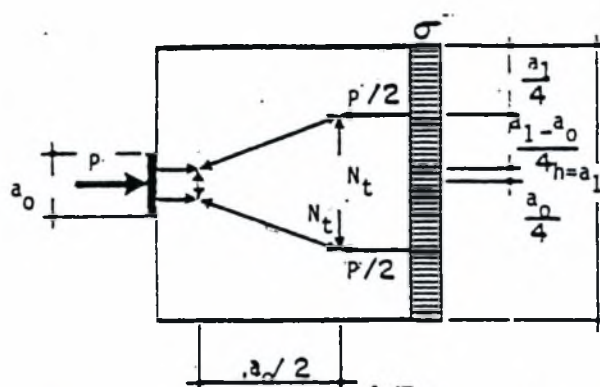


Σχήμα 7.2 Τροχιές κύριων τάσεων θλίψης στην περιοχή της αγκύρωσης

Η ισορροπία ενός στοιχειώδους τμήματος της μάζας του σκυροδέματος σε διεύθυνση κάθετη στην τροχιά της κύριας τάσης σ_1 , απαιτεί την ανάπτυξη κυρίων τάσεων, σ_{II} , με μέγεθος ανάλογο του σ_1/R , όπου R είναι η ακτίνα καμπυλότητας της τροχιάς της τάσης σ_1 στο υπ' όψη σημείο. Στην περιοχή αμέσως κάτω από την πλάκα αγκύρωσης, οι τροχιές αυτές των τάσεων έχουν τα κοίλα τους προς το εξωτερικό του στοιχείου και οι εγκάρσιες τάσεις είναι θλιπτικές (περιοχή 1 στο σχήμα 7.2). Σε μεγαλύτερες αποστάσεις από την

αγκύρωση, οι τροχιές των κυρίων τάσεων σ_I έχουν τα κοίλα προς τα μέσα, με αποτέλεσμα οι εγκάρσιες τάσεις σ_{II} να είναι εφελκυστικές (περιοχή 2 στο σχήμα 7.2). Τέλος, λόγω της τάσης της φορτιζόμενης από την πλάκα αγκύρωσης επιφάνειας, A_{co} , να βυθιστεί μέσα στη μάζα του σκυροδέματος και της σχετικής αντίστασης του περιβάλλοντος σκυροδέματος, αναπτύσσεται εφελκυστική ένταση παράλληλα στο ελεύθερο τμήμα της διατομής αγκύρωσης (περιοχή 3 στο σχήμα 2).

Θα εξετάσουμε την περίπτωση του επίπεδου προβλήματος με κεντρική αγκύρωση.



Σχήμα 7.3 Υπολογισμός εγκάρσιων εφελκυστικών δυνάμεων στην περιοχή κεντρικής αγκύρωσης

Κατά την αρχή του St. Venant (η οποία ορίζει ότι αν σε ένα τμήμα της επιφάνειας του σώματος, με μέγιστη διάσταση a_1 , στην περίπτωση αυτή το τμήμα αυτό είναι η ακραία διατομή, αλλάζει η κατανομή των εξωτερικά επιβεβλημένων τάσεων, στην περίπτωση αυτή από ομοιόμορφες σ' όλο το ύψος a_1 σε ομοιόμορφες στο ύψος της πλάκας αγκύρωσης a_0 , χωρίς να αλλάξει η συνισταμένη τους, στην περίπτωση αυτή ίση με P , η αλλαγή αυτή γίνεται αισθητή μόνο σε γειτονικό τμήμα του όγκου του σώματος με διαστάσεις το πολύ ίσες με τη μέγιστη διάσταση της επιφάνειας στην οποία μεταβάλλονται οι τάσεις a_1), η ομοιόμορφη καθ' ύψος κατανομή των τάσεων, αποκαθίσταται σε απόσταση από την ακραία διατομή, το πολύ a_1 (ή $0.75(a_1 - a_0)$ κατά την παραδοχή κατανομής της δύναμης προέντασης υπό γωνία 33.7°). Οι σιγμοειδείς τροχιές των κυρίων τάσεων σ_I στο μήκος αυτό αντικαθίστανται με τεθλασμένες, που μπορούν κατόπιν να συγκεντρωθούν σε δύο τροχιές

δυνάμεων με ένταση $P/2$, που καταλήγουν στα τέταρτα του ύψους των ακραίων επιφανειών του μήκους a_1 , δηλ. σε απόσταση $a_o/4$ από τα άκρα της πλάκας αγκύρωσης, και σε απόσταση $a_1/4$ από τα πέλματα στη διατομή που απέχει κατά a_1 από την ακραία. Στα σημεία θλάσης των δύο τροχιών θλιπτικών δυνάμεων, που απέχουν το μισό της απόστασης a_1 , απαιτούνται για την ισορροπία δυνάμεις εκτροπής με μέγεθος:

$$N_t = N_c = \frac{P}{2} \frac{a_1 - a_o}{4} \frac{2}{a_1} = 0.25P(1 - \frac{a_o}{a_1}) \quad (7.19)$$

Από τις δυνάμεις αυτές, η μεν θλιπτική N_c δρα πολύ κοντά στην πλάκα αγκύρωσης, η δε εφελκυστική N_t σε απόσταση $0.5a_1$ περίπου απ' αυτήν.

Από την ανάλυση με ακριβείς μεθόδους προκύπτει ότι η εξ.7.19 δίνει μικρή διαφορά υπέρ της ασφαλείας για $a_o/a_1 \geq 0.25$, ενώ για μικρές τιμές του a_o/a_1 η προσέγγιση είναι σε βάρος της ασφαλείας. Γι' αυτό συνιστάται ο εγκάρσιος οπλισμός να διαστασιολογείται για τη συνολική δύναμη:

$$N_{sd} = 0.3F_{sd}(1 - \frac{a_o}{a_1}) \quad (7.20)$$

όπου η δύναμη F_{sd} υπολογίζεται από την εξ.7.16. Για την ανάληψη της δύναμης N_{sd} , τοποθετείται οπλισμός συνολικής διατομής $A_s \geq N_{sd}/f_{yd}$, ομοιόμορφα κατανεμημένος στο διάστημα από έως από την ακραία διατομή.

Αν υπάρχουν πολλές αγκυρώσεις με μεγάλα διάκενα μεταξύ τους, τότε, εκτός από τις εγκάρσιες εφελκυστικές δυνάμεις N_{sd} που χρειάζεται να αναληφθούν με οπλισμό στο διάστημα από $0.1a_1$ έως a_1 κάτω από κάθε αγκύρωση αναπτύσσονται και σημαντικές εγκάρσιες εφελκυστικές δυνάμεις πολύ κοντά στην ακραία διατομή στα ενδιάμεσα των αγκυρώσεων. Οι δυνάμεις αυτές, που χρειάζεται να παραληφθούν με επιφανειακό οπλισμό, μπορούν να υπολογιστούν θεωρώντας ολόκληρη την περιοχή αγκύρωσης σαν μία υψίκορμη δοκό, που φορτίζεται στο ένα της πέλαμα με το γενικά τραπεζοειδές διάγραμμα ορθών τάσεων λόγω προέντασης και στο άλλο με τις συγκεντρωτικές δυνάμεις

προέντασης στα μέσα των αγκυρώσεων. Από τη φόρτιση αυτή υπολογίζονται οι ροπές κάμψης σχεδιασμού, M_d , στα μέσα των ανοιγμάτων της υψίκορμης δοκού και κατόπιν οι προς ανάληψη εφελκυστικές δυνάμεις, $N'_{sd} = M_d / z$. Ο μοχλοβραχίονας, z , των εσωτερικών δυνάμεων, μπορεί να υπολογιστεί με βάση τις σχετικές διατάξεις για υψίκορμες δοκούς, ή απλούστερα σαν το μισό της απόστασης μεταξύ δύο διαδοχικών αγκυρώσεων. Σαν παράδειγμα μπορούμε να θεωρήσουμε μία προεντεταμένη πλάκα, με δυνάμεις τενόντων F_{sd} ανά αποστάσεις b κατά μήκος της ακμής της. Τότε η ροπή ανοίγματος της υψίκορμης δοκού ισούται με αυτήν της αμφιπάκτου, δηλ. με:

$$M_d = \frac{F_{sd} b^2}{b \cdot 24} = \frac{F_{sd} b}{24} \quad (7.21)$$

είναι επομένως είναι:

$$N'_{sd} = \frac{2M_d}{b} = \frac{F_{sd}}{12} \quad (7.22)$$

8 ΤΟΙΧΟΙ ΜΕ ΣΥΜΠΑΓΗ ΔΙΑΤΟΜΗ

8.1 Περιγραφή

Στο κεφάλαιο αυτό θα ασχοληθούμε με τη μελέτη των τοίχων που η διατομή τους είναι συμπαγής και με προσθήκη εγκάρσιων ενισχύσεων ώστε να αυξηθεί η δυσκαμψία τους. Η διάταξη αυτή αποτελείται από δύο ισχυρούς τοίχους, σε γωνία 90° σχηματίζοντας σε κάτοψη, μορφή Γ. Ο μεγάλος τοίχος έχει μήκος 12 m και ο μικρός 8 m ενώ το ύψος και των δύο είναι με 12 m, όπως φαίνεται στο σχήμα 8.1 και 8.2.

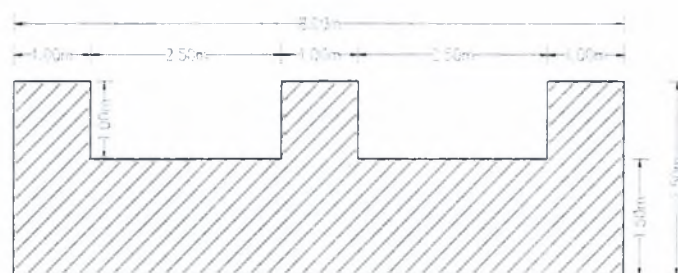
Ο μεγάλος τοίχος έχει πάχος διατομής 1.5 m και στα δύο άκρα του υπάρχουν εγκάρσιες προς το σώμα του κυρίως τοίχου ενισχύσεις. Η μεγάλη εγκάρσια ενίσχυση έχει μήκος 4 m και πάχος 1 m. η ενίσχυση αυτή έχει ύψος 9 m και μειώνεται κλιμακωτά μέχρι το ύψος των 6 m. Η άλλη ενίσχυση έχει μήκος 2 m και πάχος επίσης 1 m, από ύψος 9 m ως τα 6 m. Η συνολική διατομή έχει τη μορφή γράμματος Z ενώ οι εγκάρσιες ενισχύσεις (περύγια) έχουν τη μορφή κλίμακας ώστε να προσδίδουν στον τοίχο την απαραίτητη δυσκαμψία αλλά και να εξασφαλίζουν τη δυνατότητα οπτικής επαφής με το χώρο των πειραμάτων.

Ο μικρός τοίχος έχει πάχος και αυτός 1.5 m και στην οπισθία πλευρά του υπάρχουν ενισχύσεις μήκους 1 m και ύψους 9 m.

Οι διατομές των τοίχων που επιλέχτηκαν έχουν την παρακάτω μορφή και η διάταξη τους στο χώρο του εργαστηρίου έχει τη μορφή του σχήματος 5.4.



Σχήμα 8.1 Μεγάλος τοίχος [T1]



Σχήμα 8.2 Μικρός τοίχος [T2]

Κατά τη μοντελοποίησή τους στο πρόγραμμα SAP2000 έχουν χρησιμοποιηθεί επιφανειακά στοιχεία από σκυρόδεμα, και ο κάρναβος της διακριτοποίησης έχει διαστάσεις 1x1 m τόσο στους τοίχους όσο και στο δάπεδο. Η σύνδεση των τοίχων με το δάπεδο είναι μονολιθική ενώ για την προσομοίωση του εδάφους έχει υποτεθεί δείκτης εδάφους $K_s = 50000 \text{ kN/m}^2$.

Το ενδιαφέρον δεν επικεντρώνεται μόνο στη συμπεριφορά των τοίχων υπό την επίδραση των φορτίσεων που έχουμε υποθέσει αλλά και στη συμπεριφορά του δαπέδου αφού η δυσκαμψία του επηρεάζει άμεσα τα αποτελέσματα της ανάλυσης αλλά και γιατί βάσει της ανάλυσης αυτής θα διαστασιολογηθεί και το δάπεδο.

Από τα αποτελέσματα της ανάλυσης κρίθηκε απαραίτητη η χρήση προέντασης, τουλάχιστον στους ισχυρούς τοίχους, ώστε να εξαλειφθούν οι εφελκυστικές τάσεις στη διατομή. Οι διαστάσεις των τοίχων που θα προέκυπτε κατά τη διαστασιολόγηση χωρίς προένταση θα ήταν κατά πολύ μεγαλύτερες, κάτι που οδηγεί σε αντιοικονομικό σχεδιασμό αλλά και μεγάλο απαιτούμενο χώρο σε βάρος του χώρου του εργαστηρίου, μιας και οι διαστάσεις του θεωρούνται σταθερές. Αντίθετα για το δάπεδο αποφύγαμε να χρησιμοποιήσουμε προένταση γιατί όπως καταλαβαίνουμε λόγω των διαστάσεων του η προένταση που θα απαιτείτο για να παραλάβει τις εφελκυστικές τάσεις που αναπτύσσονται εκεί, θα ήταν υπερβολικά μεγάλη, το οποίο και πάλι μεταφράζεται σε μεγάλο κόστος κατασκευής. Τελικά καταλήξαμε σε πάχος διατομής του δαπέδου 1.5 m στην περιοχή γύρω από τους τοίχους και 0.75 m στον υπόλοιπο χώρο όπου η απαίτηση σε φορτίσεις μειώνεται. Πρέπει να επισημάνουμε επίσης ότι το κριτήριο για το σχεδιασμό του δαπέδου είναι ο περιορισμός των εφελκυστικών τάσεων, που αναπτύσσονται εκεί, ώστε μην υπερβαίνουν την εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος.

Οι μέγιστες μετακινήσεις, όπως ήταν αναμενόμενο, εμφανίζονται στις κορυφές των τοίχων ενώ τα μέγιστα εντατικά μεγέθη στη βάση τους. Οι μέγιστες ορθές εφελκυστικές τάσεις που εμφανίζονται στη βάση των τοίχων κατά την κατακόρυφη διεύθυνση καθώς και οι μετακινήσεις τους στην κορυφή, από κάθε φόρτιση παρουσιάζονται στους πίνακες 8.1 και 8.2.

Μεγάλος τοίχος			
Φόρτιση	Μετακίνηση	Μετακίνηση	Μέγιστη
	κατά x (mm)	κατά y (mm)	εφελκυστική τάση (kN/m ²)
1	3.43	0.24	1302
2	5.79	0.23	1867
3	5.12	-0.05	1813
4	7.28	-0.13	2423
5	7.60	-0.47	2713
6	-0.31	0.69	1191

Πίνακας 8.1 Μεγάλος τοίχος

Μικρός τοίχος			
Φόρτιση	Μετακίνηση	Μετακίνηση	Μέγιστη
	κατά x (mm)	κατά y (mm)	εφελκυστική τάση (kN/m ²)
1	0,73	7,99	3252
2	0,82	9,42	4211
3	0,84	-7,52	3683
4	0,79	8,14	3390
5	0,98	-1,01	2697
6	-0.31	8,09	3717

Πίνακας 8.2 Μικρός τοίχος

8.2 Υπολογισμός προέντασης

Ο υπολογισμός της προέντασης παρουσιάζεται αναλυτικά στις παραγράφους 8.2.1 και 8.2.2. Σε αυτό το σημείο σκόπιμο θα ήταν να παρουσιάσουμε τα αποτελέσματα της επίδρασης που έχει η προένταση στους τοίχους μετά από τη μοντελοποίησή της στο SAP2000 αλλά και την ορθότητα του υπολογισμού της. Η επιβολή της προέντασης στα στοιχεία πραγματοποιήθηκε με την επιβολή

παραμόρφωσης σε επιπλέον στοιχεία που προσθέσαμε στη διατομή υπό τη μορφή FRAMES. Η επιλογή των χαρακτηριστικών των στοιχείων αυτών αλλά και του υλικού τους έγινε με τέτοιο τρόπο ώστε να μην αλλοιώνουν τη συμπεριφορά του μοντέλου.

Ο καταναγκασμός που χρησιμοποιήθηκε είναι η αρνητική θερμοκρασιακή μεταβολή του στοιχείου η οποία μετατρέπεται σε παραμόρφωση αναπτύσσοντας παράλληλα ένταση στο φορέα. Η ένταση αυτή στη συνέχεια μεταβιβάζεται στους τοίχους υπό τη μορφή θλίψης.

Σύμφωνα με τις εξισώσεις της μηχανικής έχουμε:

$$\Delta l = \alpha l \Delta T \quad (8.1)$$

όπου Δl η παραμόρφωση του στοιχείου υπό την επίδραση θερμοκρασιακής μεταβολής ΔT , α ο συντελεστής θερμικής διαστολής του υλικού και l το μήκος του. Γνωρίζουμε όμως επίσης, σύμφωνα με το νόμο του Hook ότι όταν ένα γραμμικό στοιχείο καταπονείται από αξονική δύναμη τότε αυτό παραμορφώνεται στη γραμμική-ελαστική περιοχή σύμφωνα με την εξίσωση

$$\Delta l = \frac{Pl}{AE} \quad (8.2)$$

όπου A το εμβαδό διατομής του και E το μέτρο ελαστικότητάς του. Η δύναμη P που εισάγεται στην παραπάνω σχέση εκφράζει τη δύναμη προέντασης που έχει υπολογιστεί. Βάσει των παραπάνω εξισώσεων, επιβάλαμε στους τοίχους τη δύναμη που υπολογίσαμε και η επιρροή της προέντασης στους τοίχους φαίνεται στον πίνακα 8.3.

Φόρτιση	Μεγάλος τοίχος (kN/m ²)		Μικρός τοίχος (kN/m ²)	
	Μέγιστες τάσεις	Ελάχιστες τάσεις	Μέγιστες τάσεις	Ελάχιστες τάσεις
1	-7037	-1052	-6439	-215
2	-8806	-365	-6781	10
3	-8843	-416	-10728	32
4	-9405	10	-6240	-318
5	-9632	68	-6002	-2436
6	-4722	-2276	-6890	90

Πίνακας 8.3 Τάσεις μετά την προένταση

Παρατηρώντας τα αποτελέσματα του παραπάνω πίνακα μπορούμε αβίαστα να βγάλουμε το συμπέρασμα ότι ο υπολογισμός της δύναμης προέντασης που έγινε με αναλυτική διαδικασία ήταν αρκετά κοντά στην πραγματικότητα. Μία επιπλέον παρατήρηση που μπορούμε να κάνουμε είναι ότι η επιρροή της προέντασης στις μετακινήσεις του τοίχου είναι αμελητέα και αυτό φαίνεται στο στον πίνακα 8.4.

Φόρτιση	Μετακινήσεις του τοίχου T1 πριν την επιβολή της προέντασης (mm)	Μετακινήσεις του τοίχου T1 μετά την επιβολή της προέντασης (mm)
1	4.0	3.9
2	3.2	3.1
3	3.0	2.9
4	6.9	6.8
5	7.7	7.6
6	3.7	3.6

Πίνακας 8.3 Μετακινήσεις του τοίχου T1

Όπως θα φανεί από του υπολογισμούς η προένταση που απαιτείται είναι πάρα πολύ μεγάλη. Επειδή η προένταση έχει υπολογιστεί για τα εντατικά μεγέθη που εμφανίζονται στη βάση των τοίχων δεν είναι απαραίτητο να επιβάλουμε προένταση εκεί όπου δεν απαιτείται. Στην κορυφή οι απαιτήσεις για προένταση είναι μικρότερες. Έτσι γίνεται εκ νέου υπολογισμός, για το μισό ύψος των τοίχων, και ο αριθμός των τενόντων που απαιτείται για αυτήν την προένταση σε αυτή τη διατομή εκτείνονται μέχρι την κορυφή των τοίχων. Οι υπόλοιποι διακόπτονται σε ύψος 6 m και αγκυρώνονται από τη μια πλευρά τους μέσα στο σκυρόδεμα ενώ τανιόνται από την άλλη η οποία βρίσκεται κάτω από το δάπεδο. Σε εκείνο το σημείο, κάτω από το ισχυρό δάπεδο, θα διαμορφωθεί ένας κατάλληλος χώρος, προσβάσιμος ώστε κάτι τέτοιο να είναι εφικτό.

8.2.1 Μεγάλος τοίχος

8.2.1.1 Υπολογισμός προέντασης στην κρίσιμη διατομή (βάση του τοίχου)

8.2.1.1.1 Τοίχος

Επιτρεπόμενα όρια τάσεων στο σκυρόδεμα:

$$-0.6f_{ck} \leq \sigma_c \leq 0 \Rightarrow -18000 \leq \sigma_c \leq 0 \text{ kN/m}^2$$

Τα εντατικά μεγέθη στο σκυρόδεμα, όπως αυτά προέκυψαν από την ανάλυση με το SAP200, και εμφανίστηκαν στη βάση του τοίχου:

Μέγιστη θετική ροπή: $M_{\max} = 1295 \text{ kNm}$

Μέγιστη αρνητική ροπή: $M_{\min} = -1284 \text{ kNm}$

Επομένως: $M_{sd} = \pm 1295 \text{ kNm}$

Αν θεωρήσουμε πλακολωρίδα τοίχου πλάτους ενός μέτρου τότε:

εξίσωση τάσεων για την ακμή 1:

$$-\frac{P_{\infty}}{A} - \frac{M_{sd}}{W} - \frac{B}{A} \geq -18000 \Rightarrow P_{\infty} \leq 21162 \text{ kN}$$

εξίσωση τάσεων για την ακμή 2:

$$-\frac{P_{\infty}}{A} + \frac{M_{sd}}{W} - \frac{B}{A} \leq 0 \Rightarrow P_{\infty} \geq 4933 \text{ kN}$$

όπου P_{∞} η δύναμη που απαιτείται στην κρίσιμη διατομή (βάση του τοίχου)

μετά τις στιγμιαίες και χρόνιες απώλειες, $I = bh^3 / 12 = 1 * 1.5^3 / 12 = 0.28128$

m^4 η ροπή αδρανείας της διατομής, $W = 2I / y_i = 0.75 \text{ m}^3$, η ροπή αντίστασης

της διατομής και B το υπερκείμενο βάρος της κατασκευής.

Λαμβάνουμε δύναμη προέντασης $P = 5000 \text{ kN}$ ανά μέτρο.

8.2.1.1.2 Ενισχύσεις (πτερύγια τοίχου)

Επιτρεπόμενα όρια τάσεων στο σκυρόδεμα:

$$-0.6f_{ck} \leq \sigma_c \leq 0 \quad -18000 \leq \sigma_c \leq 0 \text{ kN/m}^2$$

Εντατικά μεγέθη στο σκυρόδεμα, όπως αυτά προέκυψαν από την ανάλυση με το SAP200, και εμφανίστηκαν στη βάση του τοίχου:

Μέγιστη θετική ροπή: $M_{\max} = 331 \text{ kNm}$

Μέγιστη αρνητική ροπή: $M_{\min} = -257 \text{ kNm}$

Επομένως: $M_{sd} = \pm 331 \text{ kNm}$

Αν θεωρήσουμε πλακολωρίδα περυγίου πλάτους ενός μέτρου τότε:

εξίσωση τάσεων για την ακμή 1:

$$-\frac{P_{\infty}}{A} - \frac{M_{sd}}{W} - \frac{B}{A} \geq -18000 \Rightarrow P_{\infty} \leq 15714 \text{ kN}$$

εξίσωση τάσεων για την ακμή 2:

$$-\frac{P_{\infty}}{A} + \frac{M_{sd}}{W} - \frac{B}{A} \leq 0 \Rightarrow P_{\infty} \geq 1998 \text{ kN}$$

Λαμβάνουμε δύναμη προέντασης $P_{\infty} = 2000 \text{ kN}$ για κάθε μέτρο των περυγίων, του μεγάλου τοίχου.

8.2.1.2 Υπολογισμός απωλειών προέντασης στον τοίχο

8.2.1.2.1 Υπολογισμός τενόντων

Υποθέτοντας μειωτικό συντελεστή χρόνιων και στιγμιαίων απωλειών για τους τένοντες $R=0.85$, τότε η δύναμη που ασκείται από τους γρύλους στους τένοντες είναι $P_j = P_{\infty} / 0.85 = 5880 \text{ kN}$. Για ποιότητα χάλυβα S1080/1230 προκύπτει μέγιστη εφελκυστική τάση στο χάλυβα προέντασης:

$$f_{ps} = \min(0.65 f_{ptk}, 0.75 f_{0.2tk}) = 800 \text{ MPa}$$

Η διατομή του χάλυβα προέντασης προκύπτει:

$$A_p = \frac{P_j}{f_{ps}} = 0.00735 \text{ m}^2$$

Επομένως για ονομαστικό χάλυβα Φ36 με εμβαδό διατομής $A = 0.001018 \text{ m}^2$ προκύπτει αριθμός τενόντων ίσος με:

$$n = A_p / A = 7.23 \text{ τένοντες.}$$

Και μέγιστη εφελκυστική δύναμη ανά τένοντα

$$P_{ps} = f_{ps} A_p = 800000 * 0.001018 = 814.4 \text{ kN}$$

Τοποθετούνται 8 τένοντες Φ36 ανά μέτρο του τοίχου. Εφαρμόζουμε συνολικά δύναμη ανά μέτρο μήκους του τοίχου $P = nP_y = 8 * 800 = 6400 \text{ kN}$, όπου P_y η δύναμη τάνυσης κάθε τένοντα.

8.2.1.2.2 Απώλειες προέντασης λόγω τριβών

Η εναπομένουσα δύναμη λόγω απωλειών από τριβές για ευθύγραμμους τένοντες είναι:

$$P_T = P_y (1 - \mu \kappa l_x)$$

όπου $\mu=0.2$ συντελεστής τριβής, $\kappa=0.005 \text{ rad/m}$ η αθέλητη γωνία του άξονα του τένοντα από την κατακόρυφο και $l_x=12 \text{ [m]}$ το μήκος του τένοντα μέχρι την κρίσιμη διατομή. Προκύπτει ότι: $P_T = 0.988P_y = 790.4 \text{ kN}$.

8.2.1.2.3 Απώλειες προέντασης λόγω ολίσθησης κατά την αγκύρωση

Έχοντας επιλέξει ως τένοντες και μέθοδο προέντασης αυτήν της Dywidag απαλλασσόμαστε από τον έλεγχο σε ολίσθηση, όπως έχουμε προαναφέρει, διότι δεν υπάρχει ολίσθηση των τενόντων κατά την αγκύρωσή τους.

8.2.1.2.4 Απώλειες προέντασης λόγω ελαστικής βράχυνσης του σκυροδέματος

Απώλειες στους τένοντες 1 λόγω προέντασης των ομάδων τενόντων 2,3,4

$$\Delta_{p_1} = \frac{E_{ps}}{E_c} \sigma_{c_1} A_{p_1} = 20.36 \text{ kN}$$

Απώλειες στους τένοντες 2 λόγω προέντασης των ομάδων τενόντων 3,4

$$\Delta_{p_2} = \frac{E_{ps}}{E_c} \sigma_{c_2} A_{p_2} = 13.57 \text{ kN}$$

Απώλειες στους τένοντες 3 λόγω προέντασης των ομάδων τενόντων 4

$$\Delta_{p_3} = \frac{E_{ps}}{E_c} \sigma_{c_3} A_{p_3} = 6.79 \text{ kN}$$

η ομάδα τενόντων 4 δεν έχει απώλειες λόγω ελαστικής βράχυνσης του σκυροδέματος.

8.2.1.2.5 Χρόνιες απώλειες προέντασης

Όπως έχουμε ήδη αναφέρει οι χρόνιες απώλειες προκύπτουν από την παρακάτω σχέση:

$$\Delta\sigma_{pt} = \Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_s(t_\infty, t_o) E_p + \alpha \varphi(t, t_\infty) (\sigma_{cg} + \sigma_{cp}) + \Delta\sigma_{sp,r} (t - t_o)}{1 - \alpha \frac{\sigma_{cpo}}{\sigma_{po}} (1 + \chi(t, t_o) \varphi(t, t_o))}$$

Έτσι:

- $\frac{2A_c}{u} = 600 \text{ mm}$ (ιδεατό μέγεθος)
- ποσοστό υγρασίας: RH=80%
- $\varphi(t, 28) = 2$ (από πίνακα του κανονισμού)
- $\varepsilon_s(t_\infty, t_o) = 0.0005$ (από πίνακα του κανονισμού)

και μετά από επαναληπτική διαδικασία στον παραπάνω τύπο και για κλάση χαλύβων 2 προκύπτει:

- ομάδα τενόντων 1

μετά από τις απώλειες τριβής και ελαστικής βράχυνσης $\Delta P = 104.85$ kN ανά τένοντα.

- ομάδα τενόντων 2

μετά από τις απώλειες τριβής και ελαστικής βράχυνσης $\Delta P = 105.01$ kN ανά τένοντα.

- ομάδα τενόντων 3

μετά από τις απώλειες τριβής και ελαστικής βράχυνσης $\Delta P = 105.74$ kN ανά τένοντα.

- ομάδα τενόντων 4

μετά από τις απώλειες τριβής και ελαστικής βράχυνσης $\Delta P = 106.11$ kN ανά τένοντα.

Τα ποσοστά απωλειών προέντασης παρουσιάζονται συγκεντρωτικά στον πίνακα 8.4. Οι συνολικές απώλειες προέντασης προκύπτουν περίπου 15% και επομένως σωστά επιλέξαμε αρχικά μειωτικό συντελεστή $R=0.85$

	[kN]	Ομάδες τενόντων				Ποσοστά απωλειών
		1	2	3	4	
	Αρχική δύναμη	800	800	800	800	
Απώλειες	Τριβή	9.6	9.6	9.6	9.6	1.20%
	Ελαστική βράχυνση	20.36	13.57	6.79	0	1.27%
	Χρόνιες	104.85	105.01	105.74	106.11	13.19%
	Σύνολο	664.69	671.32	677.38	683.79	15.66%

Πίνακας 8.4 Απώλειες τενόντων

8.2.1.3 Υπολογισμός απωλειών προέντασης στις ενισχύσεις του τοίχου

Υποθέτοντας μειωτικό συντελεστή χρόνιων και στιγμιαίων απωλειών για τους τένοντες $R=0.85$ (προέκυψε ότι είναι αρκετά κοντά στην πραγματικότητα), η δύναμη που ασκείται από τους γρύλους στους τένοντες είναι

$P_j = P_{\infty} / 0.85 = 2000 / 0.85 = 2353 \text{ kN}$. Για ποιότητα χάλυβα S1080/1230 προκύπτει:

$$f_{ps} = \min(0.65 f_{ptk}, 0.75 f_{0.2tk}) = 800 \text{ MPa}$$

Η διατομή του χάλυβα προέντασης προκύπτει:

$$A_p = \frac{P_j}{f_{ps}} = 0.002941 \text{ m}^2$$

Επομένως για ονομαστικό χάλυβα Φ36 με εμβαδό διατομής $A = 0.001018 \text{ m}^2$ προκύπτει αριθμός τενόντων ίσος με:

$$n = A_p / A = 2.89 \text{ τένοντες.}$$

Μέγιστη δύναμη ανά τένοντα: $P_{ps} = f_{ps} A_p = 800000 * 0.001018 = 814.4 \text{ kN}$

Τοποθετούνται 3 τένοντες Φ36 ανά μέτρο του τοίχου. Εφαρμόζουμε συνολικά δύναμη ανά μέτρο μήκους του τοίχου $P = n P_{ij} = 3 * 800 = 2400 \text{ kN}$, όπου P_{ij} η αρχική δύναμη επιβολής σε κάθε τένοντα.

8.2.1.4 Υπολογισμός προέντασης σε διατομή ύψους 6m από τη βάση

Επιτρεπόμενα όρια τάσης σκυροδέματος:

$$-0.6 f_{ck} \leq \sigma_c \leq 0 \quad -18000 \leq \sigma_c \leq 0 \text{ kN/m}^2$$

Εντατικά μεγέθη στο σκυρόδεμα, όπως αυτά προέκυψαν από την ανάλυση με το SAP200, και εμφανίστηκαν στη βάση του τοίχου:

Μέγιστη εφελκυστική τάση: $M_{\max} = 741.7 \text{ kNm}$

Μέγιστη θλιπτική τάση: $M_{\min} = -741.7 \text{ kNm}$

Επομένως: $M_{sd} = \pm 741.7 \text{ kNm}$

εξίσωση τάσεων για την ακμή 1:

$$-\frac{P_{\infty}}{A} - \frac{M_{sd}}{W} - \frac{B}{A} \geq -18000 \quad P_{\infty} \leq 23586 \text{ kN}$$

εξίσωση τάσεων για την ακμή 2:

$$-\frac{P_{\infty}}{A} + \frac{M_{sd}}{W} - \frac{B}{A} \leq 0 \quad P_{\infty} \geq 2516 \text{ kN}$$

Για την ανάληψη των 2516 kN, οι 4 τένοντες επαρκούν αφού, $P = 4 * 670 = 2680 > 2516$ kN, όπου 670 kN η τελική δύναμη ανά τένοντα μετά τις απώλειες προέντασης. Επομένως στο ύψος των 6 m διακόπτουμε τους 4 τένοντες ενώ οι υπόλοιποι συνεχίζουν ως την κορυφή.

8.2.1.5 Οριακή κατάσταση αστοχίας σε κάμψη

Όπως έχουμε ήδη αναφέρει η μέγιστη ροπή κάμψης που εμφανίζεται στον τοίχο είναι $M_{\max} = 1295$ kNm από τις φορτίσεις που έχουμε θεωρήσει. Θα πρέπει σε αυτό το σημείο να αναφέρουμε ότι τα φορτία αυτά είναι φορτία λειτουργίας. Για τον υπολογισμό του φορέα σε οριακή κατάσταση αστοχίας σε κάμψη τα φορτία λειτουργίας προσαυξάνονται με έναν αυξητικό συντελεστή ασφαλείας. Αν υποθέσουμε ότι τα φορτία σχεδιασμού που χρησιμοποιήσαμε είναι μεταβλητής φύσεως τότε ο παραπάνω συντελεστής παίρνει την τιμή του συντελεστή ασφαλείας μεταβλητών δράσεων και ο οποίος είναι $\gamma_q = 1.50$.

- Ροπή αστοχίας: $M_d = 1.50M_{sd} = 1943$ kNm
- Ανηγγμένη ροπή αστοχίας: $\mu_d = \frac{M_d}{d_{\pi}^2 b f_{cd}} = 0.1726$
- Από πίνακες προκύπτει: $\Delta\epsilon_p = 0.9\%$
- Τελική τάση χάλυβα λόγω προέντασης: $\epsilon_{ps} = \frac{P_{\infty}}{A_{ps} E_{ps}} = \frac{\sigma_{ps}}{E_{ps}} = 0.334\%$
- Συνολική παραμόρφωση χάλυβα: $\epsilon_{ps} = \epsilon_{ps} + \Delta\epsilon_p = 1.234\%$

Από το διγραμμικό διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων του χάλυβα προκύπτει η τάση χάλυβα: $f_p = 1150 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

- Τάση σχεδιασμού χάλυβα: $f_{pd} = \frac{f_p}{\gamma_s} = 1000 \text{ kN/m}^2$
- Συνολική δύναμη τενόντων: $f_{ps} = f_{pd} A_p = 8.144 \text{ MPa}$
- Συνολική δύναμη που απαιτείται: $\omega b d f_{cd} = 5.198 \text{ MPa}$

Σύμφωνα με τα παραπάνω προκύπτει ότι δεν απαιτείται πρόσθετος οπλισμός για την παραλαβή εφελκυστικών τάσεων, κάτι που επιδιώκαμε εξ' αρχής. Ο οπλισμός που θα τοποθετηθεί στη διατομή είναι ο ελάχιστος συνελκόμενος οπλισμός που επιβάλει ο κανονισμός σκυροδέματος.

8.2.1.6 Συνελκόμενος οπλισμός

- Ελάχιστο ποσοστό οπλισμού λόγω κάμψης:

$$\rho_{\min} = \frac{A_s}{bd} = 0.0015 \text{ για χάλυβα S500 από όπου προκύπτει: } A_s \geq 22.5 \text{ cm}^2$$

ανά μέτρο.

- Ελάχιστο ποσοστό οπλισμού λόγω ρηγμάτωσης:

$$A_s = \kappa f_{ctk0.95} \frac{A_{ct}}{\sigma_s} \text{ από όπου προκύπτει: } A_s \geq 40.71 \text{ cm}^2$$

ανά μέτρο.

Τοποθετείται διπλή εσχάρα ανά παρειά:

2#Φ20/15

η διάταξη των οποίων φαίνεται στα σχέδια τα οποία ακολουθούν το τεύχος των υπολογισμών.

8.2.1.7 Οριακή κατάσταση αστοχίας έναντι τέμνουσας

- Τέμνουσα αντοχής σχεδιασμού της διατομής:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} [\max(1.6 - d, 1) \min(2, 1.2 + 40\rho_l)] + 0.15 \frac{N_{sd}}{A_c}] b_w d$$

προκύπτει ότι: $V_{Rd1} = 798$ kN ανά μέτρο μήκους της διατομής

- Τέμνουσα σχεδιασμού της διατομής: Από την ανάλυση του φορέα με το SAP2000 προέκυψε $V_{max} = 522$ kN, οπότε η τέμνουσα σχεδιασμού είναι:

$$V_{sd} = \gamma_q V_{max} = 783 \text{ kN}$$

Από τον παραπάνω έλεγχο προκύπτει ότι δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης στο φορέα. Τοποθετείται ο ελάχιστος οπλισμός διάτμησης που είναι:

$$\rho_w = 0.0011 = \frac{A_w}{sb}, \text{ και προκύπτει } \underline{\underline{4\Phi 12/15.}}$$

8.2.2 Μικρός τοίχος

8.2.2.1 Υπολογισμός προέντασης στην κρίσιμη διατομή (βάση του τοίχου)

8.2.2.1.1 Τοίχος

Επιτρεπόμενα όρια τάσεων του σκυροδέματος:

$$-0.6f_{ck} \leq \sigma_c \leq 0 \Rightarrow -18000 \leq \sigma_c \leq 0 \text{ kN/m}^2$$

Εντατικά μεγέθη στο σκυρόδεμα, όπως αυτά προέκυψαν από την ανάλυση με το SAP2000, και εμφανίστηκαν στη βάση του τοίχου:

$$\text{Μέγιστη θετική ροπή: } M_{max} = 1459 \text{ kNm}$$

$$\text{Μέγιστη αρνητική ροπή: } M_{min} = -1459 \text{ kNm}$$

$$\text{Επομένως: } M_{sd} = -1459 \text{ kNm}$$

Αν θεωρήσουμε πλακολωρίδα τοίχου πλάτους ενός μέτρου τότε:

εξίσωση τάσεων για την ακμή 1:

$$-\frac{P_{\infty}}{A} - \frac{M_{sd}}{W} - \frac{B}{A} \geq -18000 \Rightarrow P_{\infty} \leq 20714 \text{ kN}$$

εξίσωση τάσεων για την ακμή 2:

$$-\frac{P_{\infty}}{A} + \frac{M_{sd}}{W} - \frac{B}{A} \leq 0 \quad P_{\infty} \geq 5386 \text{ kN}$$

όπου P_{∞} η δύναμη που απαιτείται στην κρίσιμη διατομή (βάση του τοίχου) μετά από τις στιγμιαίες και χρόνιες απώλειες.

$I = bh^3 / 12 = 1 * 1.5^3 / 12 = 0.28128 \text{ m}^4$ η ροπή αδρανείας, $W = 2I / y_i = 0.75 \text{ m}^3$, η ροπή αντίστασης της διατομής και B το υπερκείμενο βάρος της κατασκευής.

Λαμβάνεται δύναμη προέντασης $P_{\infty} = 5400 \text{ kN}$ ανά μέτρο.

8.2.2.1.2 Ενισχύσεις (πτερόγια τοίχου)

Επιτρεπόμενα όρια τάσεων στο σκυρόδεμα:

$$-0.6f_{ck} \leq \sigma_c \leq 0 \quad -18000 \leq \sigma_c \leq 0 \text{ kN/m}^2$$

Εντατικά μεγέθη στο σκυρόδεμα, όπως αυτά προέκυψαν από την ανάλυση με το SAP200, και εμφανίστηκαν στη βάση του τοίχου:

Μέγιστη θετική ροπή: $M_{\max} = 484 \text{ kNm}$

Μέγιστη αρνητική ροπή: $M_{\min} = -274 \text{ kNm}$

Επομένως: $M_{sd} = \pm 484 \text{ kNm}$

Αν θεωρήσουμε πλακολωρίδα πτερυγίου πλάτους ενός μέτρου τότε:

εξίσωση τάσεων για την ακμή 1:

$$-\frac{P_{\infty}}{A} - \frac{M_{sd}}{W} - \frac{B}{A} \geq -18000 \quad P_{\infty} \leq 14870 \text{ kN}$$

εξίσωση τάσεων για την ακμή 2:

$$-\frac{P_{\infty}}{A} + \frac{M_{sd}}{W} - \frac{B}{A} \leq 0 \quad P_{\infty} \geq 2680 \text{ kN}$$

Λαμβάνεται δύναμη προέντασης $P_{\infty} = 2700$ kN για κάθε μέτρο των ενισχύσεων του μικρού τοίχου.

8.2.2.2 Υπολογισμός απωλειών προέντασης στον τοίχο

8.2.2.2.1 Υπολογισμός τενόντων

Υποθέτοντας και πάλι, μειωτικό συντελεστή χρόνιων και στιγμιαίων απωλειών για τους τένοντες $R=0.85$, τότε η δύναμη που ασκείται από τους γρύλους στους τένοντες είναι $P_j = P_{\infty} / 0.85 = 3177$ kN. Για ποιότητα χάλυβα S1080/1230 προκύπτει:

$$f_{ps} = \min(0.65f_{ptk}, 0.75f_{0.2tk}) = 800 \text{ MPa}$$

Η διατομή του χάλυβα προέντασης προκύπτει:

$$A_p = \frac{P_j}{f_{ps}} = 0.00675 \text{ m}^2$$

Επομένως για ονομαστικό χάλυβα Φ36 με εμβαδό διατομής $A = 0.001018 \text{ m}^2$ προκύπτει αριθμός τενόντων ίσος με:

$$n = A_p / A = 6.93 \text{ τένοντες.}$$

Και μέγιστη δύναμη ανά τένοντα

$$P_{ps} = f_{ps} A_p = 800000 * 0.001018 = 814.4 \text{ kN}$$

Τοποθετούνται 8 τένοντες Φ36 ανά μέτρο του τοίχου. Εφαρμόζουμε συνολικά δύναμη ανά μέτρο μήκους του τοίχου $P = nP_{ij} = 8 * 800 = 6400$ kN, όπου P_{ij} η αρχική δύναμη επιβολής σε κάθε τένοντα.

8.2.2.2.2 Απώλειες προέντασης λόγω τριβών

Η εναπομένουσα δύναμη λόγω απωλειών από τριβές είναι:
 $P_T = P_y (1 - \mu \kappa l_x)$, όπου $\mu=0.2$ συντελεστής τριβής, $\kappa=0.005$ rad/m η αθέλητη γωνία του άξονα του τένοντα από την κατακόρυφο και $l_x=12$ m το μήκος του τένοντα μέχρι την κρίσιμη διατομή. Προκύπτει ότι: $P_T = 0.988P_y = 790.4$ kN

8.2.2.2.3 Απώλειες προέντασης λόγω ολίσθησης κατά την αγκύρωση

Έχοντας επιλέξει ως τένοντες και μέθοδο προέντασης αυτήν της Dywidag απαλασσόμαστε από τον έλεγχο σε ολίσθηση, όπως έχουμε προαναφέρει, διότι δεν υπάρχει ολίσθηση των τενόντων κατά την αγκύρωσή τους.

8.2.2.2.4 Απώλειες λόγω ελαστικής βράχυνσης του σκυροδέματος

Απώλειες στους τένοντες 1 λόγω προέντασης των ομάδων τενόντων 2,3,4

$$\Delta_{p_1} = \frac{E_{ps}}{E_c} \sigma_{c_1} A_{p_1} = 20.36 \text{ kN}$$

Απώλειες στους τένοντες 2 λόγω προέντασης των ομάδων τενόντων 3,4

$$\Delta_{p_2} = \frac{E_{ps}}{E_c} \sigma_{c_2} A_{p_2} = 13.57 \text{ kN}$$

Απώλειες στους τένοντες 3 λόγω προέντασης των ομάδων τενόντων 4

$$\Delta_{p_3} = \frac{E_{ps}}{E_c} \sigma_{c_3} A_{p_3} = 6.78 \text{ kN}$$

η ομάδα τενόντων 4 δεν έχει απώλειες λόγω ελαστικής βράχυνσης του σκυροδέματος.

8.2.2.2.5 Χρόνιες απώλειες προέντασης

Όπως έχουμε ήδη αναφέρει οι χρόνιες απώλειες προκύπτουν από την παρακάτω σχέση:

$$\Delta\sigma_{pt} \quad \Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_s(t_\infty, t_o)E_p + \alpha\varphi(t, t_\infty)(\sigma_{cg} + \sigma_{cp}) + \Delta\sigma_{p,r}(t - t_o)}{1 - \alpha \frac{\sigma_{cpo}}{\sigma_{po}}(1 + \chi(t, t_o)\varphi(t, t_o))}$$

Έτσι

- $\frac{2A_c}{u} = 600 \text{ mm}$ (ιδεατό μέγεθος)
- ποσοστό υγρασίας: RH=80%
- $\varphi(t, 28) = 2$ (από πίνακα του κανονισμού)
- $\varepsilon_s(t_\infty, t_o) = 0.0005$ (από πίνακα του κανονισμού)

και μετά από επαναληπτική διαδικασία στον παραπάνω τύπο και για κλάση χαλύβων 2 προκύπτει:

- ομάδα τενόντων 1

μετά από τις απώλειες τριβής και ελαστικής βράχυνσης $\Delta P = 104.85 \text{ kN}$ ανά τένοντα.

- ομάδα τενόντων 2

μετά από τις απώλειες τριβής και ελαστικής βράχυνσης $\Delta P = 105.01 \text{ kN}$ ανά τένοντα.

- ομάδα τενόντων 3

μετά από τις απώλειες τριβής και ελαστικής βράχυνσης $\Delta P = 105.74 \text{ kN}$ ανά τένοντα.

- ομάδα τενόντων 4

μετά από τις απώλειες τριβής και ελαστικής βράχυνσης $\Delta P = 106.11$ kN ανά τένοντα.

Τα ποσοστά απωλειών προέντασης είναι ακριβώς όμοια με αυτά του μεγάλου τοίχου και παρουσιάζονται στον πίνακα 8.5. Οι συνολικές απώλειες προέντασης είναι και πάλι περίπου 15% και επομένως είμαστε πολύ κοντά στην αρχική επιλογή που κάναμε για το μειωτικό συντελεστή $R=0.85$

	[kN]	Ομάδες τενόντων				Ποσοστά απωλειών
		1	2	3	4	
Απώλειες	Αρχική δύναμη	800	800	800	800	
	Τριβή	9.6	9.6	9.6	9.6	1.20%
	Ελαστική βράχυνση	20.36	13.573	6.785	0	1.27%
	Χρόνιες	104.85	105.01	105.74	106.11	13.19%
	Σύνολο	664.69	671.317	677.375	683.79	15.66%

Πίνακας 8.5 Συγκεντρωτικός πίνακας απωλειών προέντασης

8.2.2.3 Υπολογισμός απωλειών προέντασης στις ενισχύσεις του μικρού τοίχου

Όπως υπολογίσαμε η δύναμη P_{∞} για κάθε στοιχείο είναι 2100 kN η οποία θα εφαρμόζεται στην κρίσιμη διατομή της βάσης. Υποθέτοντας και πάλι, μειωτικό συντελεστή χρόνιων και στιγμιαίων απωλειών για τους τένοντες $R=0.85$, τότε η δύναμη που ασκείται από τους γρύλους στους τένοντες είναι $P_j = P_{\infty} / 0.85 = 2470$ kN. Για ποιότητα χάλυβα S1080/1230 προκύπτει:

$$f_{ps} = \min(0.65 f_{ptk}, 0.75 f_{0.2tk}) = 800 \text{ MPa}$$

Η διατομή του χάλυβα προέντασης προκύπτει:

$$A_p = \frac{P_j}{f_p} = 0.0031 \text{ m}^2$$

Επομένως για ονομαστικό χάλυβα Φ36 με εμβαδό διατομής $A = 0.001018 \text{ m}^2$ προκύπτει αριθμός τενόντων ίσος με:

$$n = A_p / A = 3.1 \text{ τένοντες.}$$

Τοποθετούνται 4 τένοντες Φ36 ανά μέτρο μήκους των ενισχύσεων του μικρού τοίχου.

8.2.2.3.1 Υπολογισμός προέντασης σε διατομή ύψους 6m από τη βάση

Επιτρεπόμενα όρια τάσεων στο σκυρόδεμα:

$$-0.6f_{ck} \leq \sigma_c \leq 0 \Rightarrow -18000 \leq \sigma_c \leq 0 \text{ kN/m}^2$$

Εντατικά μεγέθη στο σκυρόδεμα, όπως αυτά προέκυψαν από την ανάλυση με το SAP200, και εμφανίστηκαν στη βάση του τοίχου:

Μέγιστη εφελκυστική τάση: $M_{\max} = 592.3 \text{ kNm}$

Μέγιστη θλιπτική τάση: $M_{\min} = -592.3 \text{ kNm}$

Επομένως: $M_{sd} = \pm 592.3 \text{ kNm}$

Αν θεωρήσουμε πλακολωρίδα πτερυγίου πλάτους ενός μέτρου τότε:

εξίσωση τάσεων για την ακμή 1:

$$-\frac{P_\infty}{A} - \frac{M_{sd}}{W} - \frac{B}{A} \geq -18000 \Rightarrow P_\infty \leq 24182 \text{ kN}$$

εξίσωση τάσεων για την ακμή 2:

$$-\frac{P_\infty}{A} + \frac{M_{sd}}{W} - \frac{B}{A} \leq 0 \Rightarrow P_\infty \geq 1919.2 \text{ kN}$$

Για την ανάληψη των 1919.2 kN, οι 3 τένοντες επαρκούν αφού, $P = 3 * 670 = 2010 > 1919.2 \text{ kN}$, όπου 670 kN η τελική δύναμη ανά τένοντα

μετά τις απώλειες προέντασης. Επομένως στο ύψος των 6 m διακόπτουμε τους 4 τένοντες ενώ οι υπόλοιποι συνεχίζουν ως την κορυφή.

8.2.2.3.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας σε κάμψη

Όπως έχουμε ήδη αναφέρει η μέγιστη ροπή κάμψης που εμφανίζεται στον τοίχο είναι $M_{\max} = 1459$ kNm από τις φορτίσεις που έχουμε θεωρήσει. Για τον υπολογισμό του φορέα σε οριακή κατάσταση αστοχίας σε κάμψη τα φορτία λειτουργίας προσαυξάνονται και πάλι με αυξητικό συντελεστή ασφαλείας. Αν υποθέσουμε ότι τα φορτία σχεδιασμού που χρησιμοποιήσαμε είναι μεταβλητής φύσεως τότε ο παραπάνω συντελεστής παίρνει την τιμή του συντελεστή ασφαλείας μεταβλητών δράσεων και ο οποίος είναι $\gamma_q = 1.50$.

- Ροπή αστοχίας: $M_d = 1.50M_{sd} = 2189$ kNm
- Ανηγμένη ροπή αστοχίας: $\mu_d = \frac{M_d}{d^2 b f_{cd}} = 0.1822$
- Από πίνακες προκύπτει: $\Delta \varepsilon_p = 0.812\%$
- Τελική τάση χάλυβα λόγω προέντασης: $\varepsilon_{ps} = \frac{P_{ps}}{A_{ps} E_{ps}} = \frac{\sigma_{ps}}{E_{ps}} = 0.334\%$
- Συνολική παραμόρφωση χάλυβα: $\varepsilon_{ps} = \varepsilon_{ps} + \Delta \varepsilon_p = 1.146\%$

Από το διγραμμικό διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων του χάλυβα προκύπτει η τάση χάλυβα: $f_p \approx 1150$ kN/m² επειδή στο παραπάνω διάγραμμα ο δεύτερος ευθύγραμμος κλάδος έχει πολύ μικρή κλίση.

- Τάση σχεδιασμού χάλυβα: $f_{pd} = \frac{f_p}{\gamma_s} = 1000$ kN/m²
- Συνολική δύναμη τενόντων: $f_{ps} = 8.144$ MN
- Συνολική δύναμη που απαιτείται: $\omega b d f_{cd} = 5.466$ MN

Σύμφωνα με τα παραπάνω προκύπτει ότι δεν απαιτείται πρόσθετος οπλισμός για την παραλαβή εφελκυστικών τάσεων, κάτι που επιδιώκαμε εξ' αρχής. Ο

οπλισμός που θα τοποθετηθεί στη διατομή είναι ο ελάχιστος συνελκόμενος οπλισμός που επιβάλλει ο κανονισμός σκυροδέματος.

8.2.2.3.3 Συνελκόμενος οπλισμός

Ελάχιστο ποσοστό οπλισμού λόγω κάμψης:

$$\rho_{\min} = \frac{A_s}{bd} = 0.0015 \text{ για χάλυβα S500 από όπου προκύπτει } A_s \geq 22.5 \text{ cm}^2$$

Ελάχιστο ποσοστό οπλισμού λόγω ρηγμάτωσης:

$$A_s = k f_{ctk0.95} \frac{A_{ct}}{\sigma_s} \text{ από όπου προκύπτει } A_s \geq 40.71 \text{ cm}^2$$

Τελικά τοποθετούμε διπλή εσχάρα ανά παρειά:

2#Φ20/15

η διάταξη των οποίων φαίνεται στα σχέδια τα οποία ακολουθούν το τεύχος των υπολογισμών.

8.2.2.3.4 Οριακή κατάσταση αστοχίας έναντι τέμνουσας

- Τέμνουσα αντοχής σχεδιασμού της διατομής:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} [\max(1.6 - d, 1) \min(2, 1.2 + 40\rho_1)] + 0.15 \frac{N_{sd}}{A_c}] b_w d$$

προκύπτει ότι: $V_{Rd1} = 798 \text{ kN}$ ανά μέτρο μήκους της διατομής

- Τέμνουσα σχεδιασμού της διατομής: Από την ανάλυση του φορέα με το SAP2000 προέκυψε $V_{\max} = 387 \text{ kN}$ οπότε η τέμνουσα σχεδιασμού είναι:

$$V_{sd} = \gamma_q V_{\max} = 580.5 \text{ kN.}$$

Από τον παραπάνω έλεγχο προκύπτει ότι δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης στο φορέα. Τοποθετείται ο ελάχιστος οπλισμός διάτμησης που είναι:

$$\rho_w = 0.0011 = \frac{A_w}{sb}, \text{ και προκύπτει } \mathbf{4\Phi 12/15.}$$

9 ΤΟΙΧΟΙ ΜΕ ΚΥΨΕΛΩΤΗ ΔΙΑΤΟΜΗ

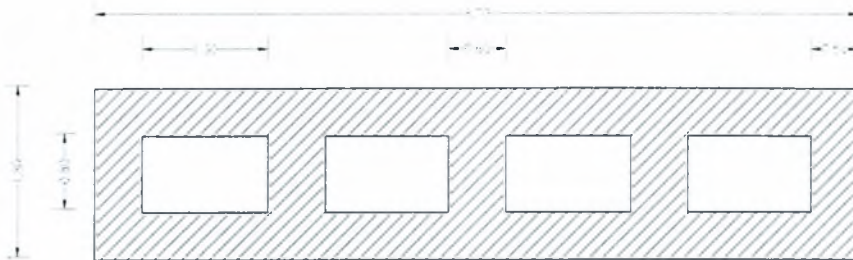
9.1 Περιγραφή

Όπως έχουμε ήδη αναφέρει, η δεύτερη περίπτωση που θα μας απασχολήσει είναι αυτή όπου οι τοίχοι θα αποτελούνται από κυψελωτή διατομή. Και σε αυτή την περίπτωση οι βασικές διαστάσεις των τοίχων δεν αλλάζουν. Ο μεγάλος τοίχος συνεχίζει να έχει 12 m ύψος και μήκος όπως προηγουμένως, όπως επίσης και ο μικρός 12 m ύψος και 8 m μήκος. Οι διατομές τους φαίνονται στα σχήματα 9.1 και 9.2 ενώ η διάταξη τους στο χώρο του εργαστηρίου φαίνεται στο σχήμα 5.5.



Σχήμα 9.1 Μεγάλος τοίχος [T1]

Ο μεγάλος τοίχος αποτελείται από πέντε εσωτερικές κυψέλες με διαστάσεις 1.64x1.10 m ενώ η συνολική του κάτοψη έχει διαστάσεις 2.10x12 m. Οι εγκάρσιες δοκίδες που δημιουργούνται εσωτερικά έχουν πάχος 0.70 m ενώ οι εξωτερικές 0.50 m. και οι πλάκες του μετώπου των τοίχων 0.50 m.



Σχήμα 9.2 Μικρός τοίχος [T2]

Ο μεγάλος τοίχος αποτελείται από πέντε εσωτερικές κυψέλες με διαστάσεις 1.64x1.10 m ενώ η συνολική του κάτοψη έχει διαστάσεις 2.10x12 m. Οι εγκάρσιες δοκίδες που δημιουργούνται εσωτερικά έχουν πάχος 0.70 m ενώ οι εξωτερικές 0.50 m. και οι πλάκες του μετώπου των τοίχων 0.50 m.

Ο μικρός τοίχος αποτελείται από τέσσερις εσωτερικές κυψέλες με διαστάσεις 1.30x0.80 m ενώ η συνολική του κάτοψη έχει διαστάσεις 1.80x8 m. Οι εγκάρσιες δοκίδες που δημιουργούνται εσωτερικά έχουν πάχος 0.60 m ενώ οι εξωτερικές 0.50 m. και οι πλάκες του μετώπου των τοίχων 0.50 m.

Το πάχος των δοκίδων δεν αυξάνει σημαντικά τη δυσκαμψία των τοίχων αλλά είναι χρήσιμο κάποιο αξιόλογο πάχος τους γιατί εκεί θα κατανεμηθεί ένα μεγάλο μέρος της προέντασης και η διατομή πρέπει να έχει τη δυνατότητα να την αναλάβει. Η μοντελοποίηση του φορέα στο SAP2000 ακολουθεί τους ίδιους κανόνες, όπως αυτοί αναφέρθηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο.

Οι διαστάσεις των συγκεκριμένων τοίχων έχουν επιλεγεί έτσι ώστε οι μετακινήσεις που θα προκύψουν να είναι όσο το δυνατό πιο κοντά στις μετακινήσεις των τοίχων του προηγούμενου κεφαλαίου και να έχουμε ένα κοινό σημείο αναφοράς και αξιολόγησης των δύο διατάξεων.

Όπως και προηγουμένως μετά από την ανάλυση προκύπτουν τα κάτωθι αποτελέσματα:

Μεγάλος τοίχος			
Φόρτιση	Μετακίνηση κατά x (mm)	Μετακίνηση κατά y (mm)	Μέγιστη εφελκυστική τάση (kN/m ²)
1	4.047	0.160	1523
2	5.057	0.107	2122
3	4.805	0.064	2954
4	7.293	0.108	3855
5	7.983	-0.018	4952
6	3.714	0.160	1960

Πίνακας 9.1 Μεγάλος τοίχος

Μικρός τοίχος			
Φόρτιση	Μετακίνηση κατά x (mm)	Μετακίνηση κατά y (mm)	Μέγιστη εφελκυστική τάση (kN/m ²)
1	0.277	7.105	4036
2	0.165	8.254	5072
3	0.342	-6.150	2782
4	0.379	7.211	4087
5	0.627	3.035	1962
6	0.207	7.735	4732

Πίνακας 9.2 Μικρός τοίχος

Παρατηρούμε λοιπόν ότι οι μετακινήσεις είναι πολύ κοντά σε αυτές της προηγούμενης διάταξης και πάντα μέσα σε επιτρεπτά όρια. Ο υπολογισμός της προέντασης έγινε με τον ίδιο τρόπο όπως και προηγουμένως. Μετά την επιβολή

της προέντασης προκύπτουν οι τάσεις στους τοίχους σε συνδυασμό με τις φορτίσεις.

Φόρτιση	Μεγάλος τοίχος (kN/m ²)		Μικρός τοίχος (kN/m ²)	
	Μέγιστες τάσεις	Ελάχιστες τάσεις	Μέγιστες τάσεις	Ελάχιστες τάσεις
1	-4213	-3202	-6158	-491
2	-4404	-2143	-7293	111
3	-4665	-1974	-10727	-580
4	-4201	-1119	-7001	-439
5	-4002	-246	-6981	-2347
6	-4365	-317	-6811	73

Πίνακας 9.3 Τάσεις μετά την προένταση

9.2 Μεγάλος τοίχος

9.2.1 Υπολογισμός προέντασης στην κρίσιμη διατομή (βάση του τοίχου)

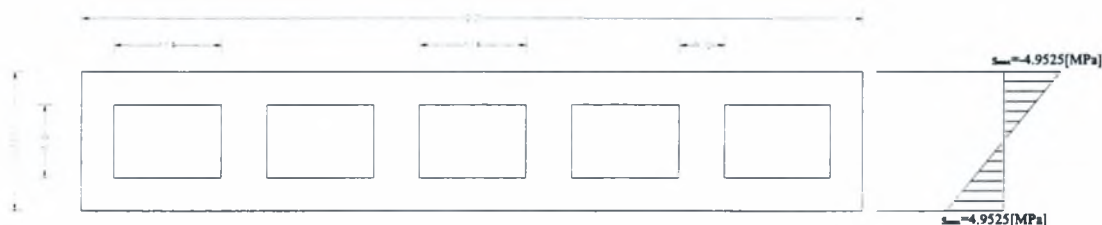
Επιτρεπόμενα όρια τάσεων στο σκυρόδεμα:

$$-0.6f_{ck} \leq \sigma_c \leq 0 \Rightarrow -18000 \leq \sigma_c \leq 0 \text{ kN/m}^2$$

Τα εντατικά μεγέθη στο σκυρόδεμα, όπως αυτά προέκυψαν από την ανάλυση με το SAP200, και εμφανίστηκαν στη βάση του τοίχου, είναι:

Μέγιστη εφελκυστική τάση: $s_{\max} = 4952.5 \text{ kN/m}^2$

Μέγιστη θλιπτική τάση: $s_{\min} = -4952.5 \text{ kN/m}^2$



Εφαρμόζοντας τις εξισώσεις των τάσεων για ολόκληρη τη διατομή του μεγάλου τοίχου προκύπτει:

εξίσωση τάσεων για την ακμή 1:

$$-\frac{P_{\infty}}{A} - s_{\min} - \frac{B}{A} \geq -18000 \Rightarrow P_{\infty} \leq 206262 \text{ kN}$$

εξίσωση τάσεων για την ακμή 2:

$$-\frac{P_{\infty}}{A} + s_{\max} - \frac{B}{A} \leq 0 \Rightarrow P_{\infty} \geq 75271.1 \text{ kN}$$

Λαμβάνεται δύναμη προέντασης $P_{\infty} = 75500 \text{ kN}$ σε ολόκληρη τη διατομή του μεγάλου τοίχου.

9.2.2 Υπολογισμός απωλειών προέντασης

9.2.2.1 Υπολογισμός τενόντων

Όπως υπολογίσαμε η συνολική δύναμη προέντασης P_{∞} για όλη τη διατομή είναι 75500 [kN] η οποία θα εφαρμόζεται στην κρίσιμη διατομή της βάσης. Υποθέτοντας μειωτικό συντελεστή χρόνιων και στιγμιαίων απωλειών για τους τένοντες $R=0.85$, τότε η δύναμη που ασκείται από τους γρύλους στους τένοντες είναι $P_j = P_{\infty} / 0.85 = 88824 \text{ kN}$. Για ποιότητα χάλυβα S1080/1230 προκύπτει μέγιστη εφελκυστική τάση στο χάλυβα προέντασης:

$$f_{ps} = \min(0.65 f_{ptk}, 0.75 f_{0.2tk}) = 800 \text{ MPa}$$

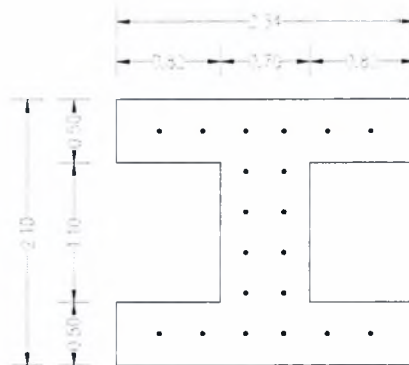
Η διατομή του χάλυβα προέντασης προκύπτει:

$$A_p = \frac{P_j}{f_{ps}} = 0.111029 \text{ m}^2$$

Επομένως για ονομαστικό χάλυβα Φ36 με εμβαδό διατομής $A = 0.001018 \text{ m}^2$ προκύπτει αριθμός τενόντων ίσος με:

$$n = A_p / A = 109.1 \text{ τένοντες.}$$

Τοποθετούνται 110 τένοντες Φ36 σε όλη τη διατομή του τοίχου. Εφαρμόζουμε συνολικά δύναμη στη διατομή $P = 88000 \text{ kN}$ με τη διάταξή τους όπως αυτή φαίνεται στο παρακάτω σχήμα το οποίο είναι τμήμα της διατομής:



9.2.2.2 Απώλειες προέντασης λόγω τριβών

Η εναπομένουσα δύναμη λόγω απωλειών από τριβές για ευθύγραμους τένοντες είναι: $P_T = P_{ij} (1 - \mu \kappa l_x)$, όπου $\mu=0.2$ συντελεστής τριβής, $\kappa=0.005 \text{ rad/m}$ η αθέλητη γωνία του άξονα του τένοντα από την κατακόρυφο, $l_x=12 \text{ m}$ το μήκος του τένοντα μέχρι την κρίσιμη διατομή και $P_{ij} = 800 \text{ kN}$, η αρχική δύναμη τάνυσης των τενόντων. Προκύπτει ότι: $P_T = 0.988 P_{ij} = 790.4 \text{ kN}$.

9.2.2.3 Απώλειες προέντασης λόγω ολίσθησης κατά την αγκύρωση

Έχοντας επιλέξει ως τένοντες και μέθοδο προέντασης αυτήν της Dywidag απαλλασσόμαστε από τον έλεγχο σε ολίσθηση, όπως έχουμε προαναφέρει, διότι δεν υπάρχει ολίσθηση των τενόντων κατά την αγκύρωσή τους.

9.2.2.4 Απώλειες προέντασης λόγω ελαστικής βράχυνσης του σκυροδέματος

Απώλειες στους τένοντες 1 λόγω προέντασης των ομάδων τενόντων 2,3,4

$$\Delta_{p_1} = \frac{E_{ps}}{E_c} \sigma_{c_1} A_{p_1} = 24.86 \text{ kN}$$

Απώλειες στους τένοντες 2 λόγω προέντασης των ομάδων τενόντων 3,4

$$\Delta_{p_2} = \frac{E_{ps}}{E_c} \sigma_{c_2} A_{p_2} = 16.57 \text{ kN}$$

Απώλειες στους τένοντες 3 λόγω προέντασης των ομάδων τενόντων 4

$$\Delta_{p_3} = \frac{E_{ps}}{E_c} \sigma_{c_3} A_{p_3} = 8.29 \text{ kN}$$

η ομάδα τενόντων 4 δεν έχει απώλειες λόγω ελαστικής βράχυνσης του σκυροδέματος.

9.2.2.5 Χρόνιες απώλειες προέντασης

Όπως έχουμε ήδη αναφέρει οι χρόνιες απώλειες προκύπτουν από την παρακάτω σχέση:

$$\Delta\sigma_{pt} \quad \Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_s(t_\infty, t_0) E_p + \alpha \varphi(t, t_0) (\sigma_{cg} + \sigma_{cp}) + \Delta\sigma_{p,r} (t - t_0)}{1 - \alpha \frac{\sigma_{cpo}}{\sigma_{po}} (1 + \chi(t, t_0) \varphi(t, t_0))}$$

Έτσι

- $\frac{2A_c}{u} = 511 \text{ mm}$ (ιδεατό μέγεθος)
- ποσοστό υγρασίας: RH=80%
- $\varphi(t, 28) = 2$ (από κανονισμό)
- $\varepsilon_s(t_\infty, t_0) = 0.0005$ (από κανονισμό)

και μετά από επαναληπτική διαδικασία στον παραπάνω τύπο και για κλάση χαλύβων 2 προκύπτει:

- ομάδα τενόντων 1

μετά από τις απώλειες τριβής και ελαστικής βράχυνσης $\Delta P = 88.36$ kN ανά τένοντα.

- ομάδα τενόντων 2

μετά από τις απώλειες τριβής και ελαστικής βράχυνσης $\Delta P = 88.79$ kN ανά τένοντα.

- ομάδα τενόντων 3

μετά από τις απώλειες τριβής και ελαστικής βράχυνσης $\Delta P = 89.76$ kN ανά τένοντα.

- ομάδα τενόντων 4

μετά από τις απώλειες τριβής και ελαστικής βράχυνσης $\Delta P = 90.31$ kN ανά τένοντα.

Οι συνολικές απώλειες προέντασης είναι και πάλι περίπου 14% και επομένως είμαστε πολύ κοντά στην αρχική επιλογή που κάναμε για το μειωτικό συντελεστή $R=0.85$

	[kN]	Ομάδες τενόντων				Ποσοστά απωλειών
		1	2	3	4	
Απώλειες	Αρχική δύναμη	799.5	799.5	799.5	799.5	
	Τριβή	9.6	9.6	9.6	9.6	1.20%
	Ελαστική βράχυνση	24.864	16.576	8.288	0	1.55%
	Χρόνιες	88.36	88.79	89.76	90.31	11.17%
	Σύνολο	676.68	684.534	691.852	699.59	13.93%

Πίνακας 9.4 Συγκεντρωτικός πίνακας απωλειών προέντασης

9.2.3 Υπολογισμός προέντασης σε διατομή ύψους 6 m από τη βάση

Επιτρεπόμενα όρια τάσεων στο σκυρόδεμα:

$$-0.6f_{ck} \leq \sigma_c \leq 0 \Rightarrow -18000 \leq \sigma_c \leq 0 \text{ kN/m}^2$$

Τα εντατικά μεγέθη στο σκυρόδεμα, όπως αυτά προέκυψαν από την ανάλυση με το SAP200, και εμφανίστηκαν στη βάση του τοίχου είναι:

$$\text{Μέγιστη εφελκυστική τάση: } s_{\max} = 1760.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Μέγιστη θλιπτική τάση: } s_{\min} = -1760.5 \text{ kN/m}^2$$

Εφαρμόζοντας τις εξισώσεις των τάσεων για ολόκληρη τη διατομή του μεγάλου τοίχου προκύπτει:

εξίσωση τάσεων για την ακμή 1:

$$-\frac{P_{\infty}}{A} - s_{\min} - \frac{B}{A} \geq -18000 \Rightarrow P_{\infty} \leq 263911.98 \text{ kN}$$

εξίσωση τάσεων για την ακμή 2:

$$-\frac{P_{\infty}}{A} + s_{\max} - \frac{B}{A} \leq 0 \Rightarrow P_{\infty} \geq 26146.8 \text{ kN}$$

Για την ανάληψη των 26146.8 kN, και με μέση δύναμη ανά τένοντα όπως αυτή προσδιορίστηκε μετά τον υπολογισμό των απωλειών, 670 kN, απαιτούνται 40 τένοντες στη στάθμη των 6m αφού, $P = 40 * 670 = 26800 > 26146.8 \text{ kN}$. Για λόγους ασφάλειας και συμμετρίας προεκτείνουμε μέχρι τα 12 m 46 τένοντες όπως θα φανεί στα σχέδια.

9.2.4 Οριακή κατάσταση αστοχίας σε κάμψη

Η μέγιστη ροπή κάμψης που εμφανίζεται στον τοίχο είναι $M_{\max} = 2546$ [kNm] από τις φορτίσεις που έχουμε θεωρήσει. Έτσι έχουμε

- Ροπή αστοχίας: $M_d = 1.50M_{sd} = 3820 \text{ kNm}$
- Ανηγμένη ροπή αστοχίας: $\mu_d = \frac{M_d}{d_{\pi}^2 b f_{cd}} = 0.2479$
- Από πίνακες προκύπτει: $\Delta \varepsilon_p = 0.45\%$
- Τελική τάση χάλυβα λόγω προέντασης: $\varepsilon_{ps} = \frac{\sigma_{ps}}{E_{ps}} = 0.334\%$

- Συνολική παραμόρφωση χάλυβα: $\varepsilon_{ps} = \varepsilon_{p\infty} + \Delta\varepsilon_p = 0.784\%$

Από το διγραμμικό διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων του χάλυβα προκύπτει η τάση χάλυβα:

$$f_p = 1100 \text{ kN/m}^2$$

- Τάση σχεδιασμού χάλυβα: $f_{pd} = \frac{f_p}{\gamma_s} = 957 \text{ kN/m}^2$
- Συνολική δύναμη τενόντων: $f_{ps} = 12.216 \text{ MN}$
- Συνολική δύναμη που απαιτείται: $\omega b d f_{cd} = 10.41 \text{ MN}$

Σύμφωνα με τα παραπάνω προκύπτει ότι δεν απαιτείται πρόσθετος οπλισμός για την παραλαβή εφελκυστικών τάσεων, κάτι που επιδιώκαμε εξ' αρχής. Ο οπλισμός που θα τοποθετηθεί στη διατομή είναι ο ελάχιστος συνελκόμενος οπλισμός που επιβάλλει ο κανονισμός σκυροδέματος.

9.2.5 Συνελκόμενος οπλισμός

- Ελάχιστο ποσοστό οπλισμού λόγω κάμψης:

$$\rho_{\min} = \frac{A_s}{bd} = 0.0015 \text{ για χάλυβα S500 από όπου προκύπτει } A_s \geq 7.5 \text{ cm}^2$$

- Ελάχιστο ποσοστό οπλισμού λόγω ρηγμάτωσης:

$$A_s = \kappa f_{ctk0.95} \frac{A_{ct}}{\sigma_s} \text{ από όπου προκύπτει } A_s \geq 13.57 \text{ cm}^2$$

Τελικά τοποθετούμε εσχάρα ανά παρειά:

#Φ16/15

η διάταξη των οποίων φαίνεται στα σχέδια τα οποία ακολουθούν το τεύχος των υπολογισμών.

9.2.6 Οριακή κατάσταση αστοχίας έναντι τέμνουσας

- Τέμνουσα αντοχής σχεδιασμού της διατομής:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} [\max(1.6 - d, 1) \min(2, 1.2 + 40\rho_l)] + 0.15 \frac{N_{sd}}{A_c}] b_w d$$

προκύπτει ότι: $V_{Rd1} = 875.55$ kN ανά μέτρο μήκους της διατομής

- Τέμνουσα σχεδιασμού της διατομής:

Από την ανάλυση του φορέα με το SAP2000 προέκυψε $V_{max} = 107$ kN οπότε η

τέμνουσα σχεδιασμού είναι: $V_{sd} = \gamma_q V_{max} = 160.5$ kN.

Από τον παραπάνω έλεγχο προκύπτει ότι δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης στο φορέα. Τοποθετείται ο ελάχιστος οπλισμός διάτμησης που είναι:

$$\rho_w = 0.0011 = \frac{A_w}{sb}, \text{ και προκύπτει } \underline{\underline{4\Sigma\Phi 12/15}} \text{ ανά δοκίδα.}$$

9.3 Μικρός τοίχος

9.3.1 Υπολογισμός προέντασης στην κρίσιμη διατομή (βάση του τοίχου)

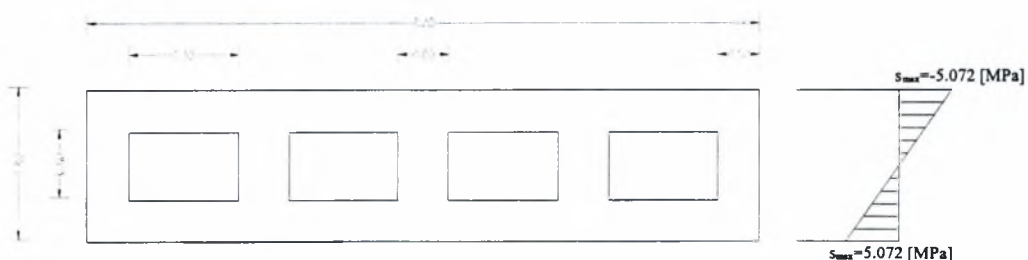
Επιτρεπόμενα όρια τάσης σκυροδέματος:

$$-0.6f_{ck} \leq \sigma_c \leq 0 \quad -18000 \leq \sigma_c \leq 0 \text{ kN/m}^2$$

Τα εντατικά μεγέθη στο σκυρόδεμα, όπως αυτά προέκυψαν από την ανάλυση με το SAP200, και εμφανίστηκαν στη βάση του τοίχου είναι:

Μέγιστη εφελκυστική τάση: $s_{max} = 5072$ kN/m²

Μέγιστη θλιπτική τάση: $s_{min} = -5072$ kN/m²



Εφαρμόζοντας τις εξισώσεις των τάσεων για ολόκληρη τη διατομή του μεγάλου τοίχου προκύπτει:

εξίσωση τάσεων για την ακμή 1:

$$-\frac{P_{\infty}}{A} - s_{\min} - \frac{B}{A} \geq -18000 \Rightarrow P_{\infty} \leq 129320 \text{ kN}$$

εξίσωση τάσεων για την ακμή 2:

$$-\frac{P_{\infty}}{A} + s_{\max} - \frac{B}{A} \leq 0 \Rightarrow P_{\infty} \geq 48855 \text{ kN}$$

Λαμβάνεται δύναμη προέντασης $P = 49000 \text{ kN}$ σε ολόκληρη τη διατομή του μικρού τοίχου.

9.3.2 Υπολογισμός απωλειών προέντασης

9.3.2.1 Υπολογισμός τενόντων

Όπως υπολογίσαμε η συνολική δύναμη προέντασης P_{∞} για όλη τη διατομή είναι 49000 kN η οποία θα εφαρμόζεται στην κρίσιμη διατομή της βάσης. Υποθέτοντας μειωτικό συντελεστή χρόνιων και στιγμιαίων απωλειών για τους τένοντες $R=0.85$, τότε η δύναμη που ασκείται από τους γρύλους στους τένοντες είναι $P_j = P_{\infty} / 0.85 = 57647 \text{ kN}$. Για ποιότητα χάλυβα S1080/1230 προκύπτει μέγιστη εφελκυστική τάση στο χάλυβα προέντασης:

$$f_{ps} = \min(0.65 f_{ptk}, 0.75 f_{0.2tk}) = 800 \text{ MPa}$$

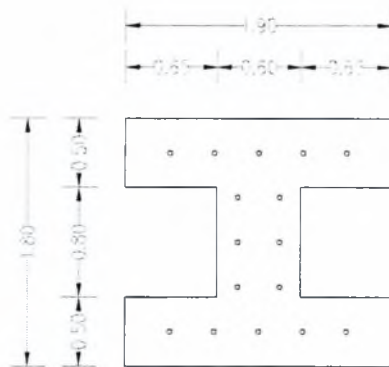
Η διατομή του χάλυβα προέντασης προκύπτει:

$$A_p = \frac{P_j}{f_{ps}} = 0.0722 \text{ m}^2$$

Επομένως για ονομαστικό χάλυβα Φ36 με εμβαδό διατομής $A = 0.001018 \text{ m}^2$ προκύπτει αριθμός τενόντων ίσος με:

$$n = A_p / A = 70.78 \text{ τένοντες.}$$

Τοποθετούνται 72 τένοντες Φ36 σε όλη τη διατομή του τοίχου. Εφαρμόζουμε συνολικά δύναμη στη διατομή $P = 57600 \text{ kN}$ με τη διάταξή τους όπως αυτή φαίνεται στο παρακάτω σχήμα το οποίο είναι τμήμα της διατομής:



9.3.2.2 Απώλειες προέντασης λόγω τριβών

Η εναπομένουσα δύναμη λόγω απωλειών από τριβές για ευθύγραμους τένοντες είναι: $P_T = P_y (1 - \mu \kappa l_x)$, όπου $\mu=0.2$ συντελεστής τριβής, $\kappa=0.005 \text{ rad/m}$ η αθέλητη γωνία του άξονα του τένοντα από την κατακόρυφο και $l_x=12 \text{ m}$ το μήκος του τένοντα μέχρι την κρίσιμη διατομή. Προκύπτει ότι: $P_T = 0.988 P_y = 790.4 \text{ kN}$.

9.3.2.3 Απώλειες προέντασης λόγω ολίσθησης κατά την αγκύρωση

Έχοντας επιλέξει ως τένοντες και μέθοδο προέντασης αυτήν της Dywidag απαλασσόμαστε από τον έλεγχο σε ολίσθηση, όπως έχουμε προαναφέρει, διότι δεν υπάρχει ολίσθηση των τενόντων κατά την αγκύρωσή τους.

9.3.2.4 Απώλειες προέντασης λόγω ελαστικής βράχυνσης του σκυροδέματος

Απώλειες στους τένοντες 1 λόγω προέντασης των ομάδων τενόντων 2,3,4

$$\Delta_{p_1} = \frac{E_{ps}}{E_c} \sigma_{c_1} A_{p_1} = 32.07 \text{ kN}$$

Απώλειες στους τένοντες 2 λόγω προέντασης των ομάδων τενόντων 3,4

$$\Delta_{p_2} = \frac{E_{ps}}{E_c} \sigma_{c_2} A_{p_2} = 21.38 \text{ kN}$$

Απώλειες στους τένοντες 3 λόγω προέντασης των ομάδων τενόντων 4

$$\Delta_{p_3} = \frac{E_{ps}}{E_c} \sigma_{c_3} A_{p_3} = 10.69 \text{ kN}$$

η ομάδα τενόντων 4 δεν έχει απώλειες λόγω ελαστικής βράχυνσης του σκυροδέματος.

9.3.2.5 Χρόνιες απώλειες

Όπως έχουμε ήδη αναφέρει οι χρόνιες απώλειες προκύπτουν από την παρακάτω σχέση:

$$\Delta\sigma_{pt} \quad \Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_s(t_\infty, t_0) E_p + \alpha \varphi(t, t_\infty) (\sigma_{cg} + \sigma_{cp}) + \Delta\sigma_{p,r} (t - t_0)}{1 - \alpha \frac{\sigma_{cp0}}{\sigma_{po}} (1 + \chi(t, t_0) \varphi(t, t_0))}$$

Έτσι

- $\frac{2A_c}{u} = 453.33 \text{ mm}$ (ιδεατό μέγεθος)
- ποσοστό υγρασίας: RH=80%
- $\varphi(t, 28) = 2$ (από πίνακα του κανονισμού)
- $\varepsilon_s(t_\infty, t_0) = 0.0005$ (από πίνακα του κανονισμού)

και μετά από επαναληπτική διαδικασία στον παραπάνω τύπο και για κλάση χαλύβων 2 προκύπτει:

- ομάδα τενόντων 1

μετά από τις απώλειες τριβής και ελαστικής βράχυνσης $\Delta P = 91.08$ kN ανά τένοντα.

- ομάδα τενόντων 2

μετά από τις απώλειες τριβής και ελαστικής βράχυνσης $\Delta P = 91.62$ kN ανά τένοντα.

- ομάδα τενόντων 3

μετά από τις απώλειες τριβής και ελαστικής βράχυνσης $\Delta P = 92.13$ kN ανά τένοντα.

- ομάδα τενόντων 4

μετά από τις απώλειες τριβής και ελαστικής βράχυνσης $\Delta P = 92.71$ kN ανά τένοντα.

Τα ποσοστά απωλειών προέντασης του μεγάλου τοίχου παρουσιάζονται στον πίνακα 9.5. Οι συνολικές απώλειες προέντασης είναι και πάλι περίπου 15% και επομένως είμαστε πολύ κοντά στην αρχική επιλογή που κάναμε για το μειωτικό συντελεστή $R=0.85$

	[kN]	Ομάδες τενόντων				Ποσοστά απωλειών
		1	2	3	4	
Απώλειες	Αρχική δύναμη	799.5	799.5	799.5	799.5	
	Τριβή	9.6	9.6	9.6	9.6	1.20%
	Ελαστική βράχυνση	32.07	21.38	10.69	0	2.01%
	Χρόνιες	91.08	91.62	92.13	92.71	11.49%
	Σύνολο	666.75	676.9	687.08	697.19	14.70%

Πίνακας 9.5 Συγκεντρωτικός πίνακας απωλειών προέντασης

9.3.3 Υπολογισμός προέντασης σε διατομή ύψους 6 m από τη βάση

Επιτρεπόμενα όρια τάσεων στο σκυρόδεμα:

$$-0.6f_{ck} \leq \sigma_c \leq 0 \Rightarrow -18000 \leq \sigma_c \leq 0 \text{ kN/m}^2$$

Τα εντατικά μεγέθη στο σκυρόδεμα, όπως αυτά προέκυψαν από την ανάλυση με το SAP200, και εμφανίστηκαν στη βάση του τοίχου είναι:

$$\text{Μέγιστη εφελκυστική τάση: } s_{\max} = 1816.74 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Μέγιστη θλιπτική τάση: } s_{\min} = -1816.74 \text{ kN/m}^2$$

Εφαρμόζοντας τις εξισώσεις των τάσεων για ολόκληρη τη διατομή του μεγάλου τοίχου προκύπτει:

εξίσωση τάσεων για την ακμή 1:

$$-\frac{P_{\infty}}{A} - s_{\min} - \frac{B}{A} \geq -18000 \Rightarrow P_{\infty} \leq 165752 \text{ kN}$$

εξίσωση τάσεων για την ακμή 2:

$$-\frac{P_{\infty}}{A} + s_{\max} - \frac{B}{A} \leq 0 \Rightarrow P_{\infty} \geq 17324 \text{ kN}$$

Για την ανάληψη των 18603 kN, και με μέση δύναμη ανά τένοντα όπως αυτή προσδιορίστηκε μετά τον υπολογισμό των απωλειών, 670 kN, απαιτούνται 26 τένοντες στη στάθμη των 6m αφού, $P = 26 * 670 = 17420 > 17324 \text{ kN}$. Επομένως προεκτείνουμε μέχρι τα 12 m 26 τένοντες όπως θα φανεί στα σχέδια.

9.3.4 Οριακή κατάσταση αστοχίας σε κάμψη

Η μέγιστη ροπή κάμψης που εμφανίζεται στον τοίχο είναι $M_{\max} = 1643 \text{ kNm}$ από τις φορτίσεις που έχουμε θεωρήσει. Θα πρέπει σε αυτό το σημείο να αναφέρουμε ότι τα φορτία αυτά είναι φορτία λειτουργίας. Για τον υπολογισμό του φορέα σε οριακή κατάσταση αστοχίας σε κάμψη τα φορτία λειτουργίας προσαυξάνονται με έναν αυξητικό συντελεστή ασφαλείας. Αν υποθέσουμε ότι τα φορτία σχεδιασμού που χρησιμοποιήσαμε είναι μεταβλητού χαρακτήρα τότε ο παραπάνω συντελεστής παίρνει την τιμή του συντελεστή ασφαλείας μεταβλητών δράσεων και ο οποίος είναι $\gamma_q = 1.50$.

- Ροπή αστοχίας: $M_d = 1.50M_{sd} = 2465 \text{ kNm}$
- Ανηγμένη ροπή αστοχίας: $\mu_d = \frac{M_d}{d^2 b f_{cd}} = 0.253$
- Από πίνακες προκύπτει: $\Delta \varepsilon_p = 0.4\%$
- Τελική τάση χάλυβα λόγω προέντασης: $\varepsilon_{p00} = \frac{\sigma_{p00}}{f_{yd}} = 0.334\%$
- Συνολική παραμόρφωση χάλυβα: $\varepsilon_{ps} = \varepsilon_{p00} + \Delta \varepsilon_p = 0.734\%$

Από το διγραμμικό διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων του χάλυβα προκύπτει η τάση χάλυβα:

$$f_p = 1110 \text{ kN/m}^2$$

- Τάση σχεδιασμού χάλυβα: $f_{pd} = \frac{f_p}{\gamma_s} = 965 \text{ kN/m}^2$
- Συνολική δύναμη τενόντων: $f_{ps} = 8.144 \text{ MN}$
- Συνολική δύναμη που απαιτείται: $\omega b d f_{cd} = 5.464 \text{ MN}$

Σύμφωνα με τα παραπάνω προκύπτει ότι δεν απαιτείται πρόσθετος οπλισμός για την παραλαβή εφελκυστικών τάσεων, κάτι που επιδιώκαμε εξ' αρχής. Ο οπλισμός που θα τοποθετηθεί στη διατομή είναι ο ελάχιστος συνελκόμενος οπλισμός που επιβάλει ο κανονισμός σκυροδέματος.

9.3.5 Συνελκόμενος οπλισμός

- Ελάχιστο ποσοστό οπλισμού λόγω κάμψης:

$$\rho_{\min} = \frac{A_s}{bd} = 0.0015 \text{ για χάλυβα S500 από όπου προκύπτει } A_s \geq 7.5 \text{ cm}^2$$

- Ελάχιστο ποσοστό οπλισμού λόγω ρηγμάτωσης:

$$A_s = k f_{ctk0.95} \frac{A_{ct}}{\sigma_s} \text{ από όπου προκύπτει: } A_s \geq 13.57 \text{ cm}^2$$

Τελικά τοποθετούμε εσχάρα ανά παρειά:

#Φ16/15

η διάταξη των οποίων φαίνεται στα σχέδια τα οποία ακολουθούν το τεύχος των υπολογισμών.

9.3.6 Οριακή κατάσταση αστοχίας έναντι τέμνουσας

- Τέμνουσα αντοχής σχεδιασμού της διατομής:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} [\max(1.6 - d, 1) \min(2, 1.2 + 40\rho_l)] + 0.15 \frac{N_{sd}}{A_c}] b_w d$$

προκύπτει ότι: $V_{Rd1} = 875.55$ kN ανά μέτρο μήκους της διατομής

- Τέμνουσα σχεδιασμού της διατομής:

Από την ανάλυση του φορέα με το SAP2000 προέκυψε $V_{max} = 107$ kN

οπότε η τέμνουσα σχεδιασμού είναι: $V_{sd} = \gamma_q V_{max} = 160.5$ kN.

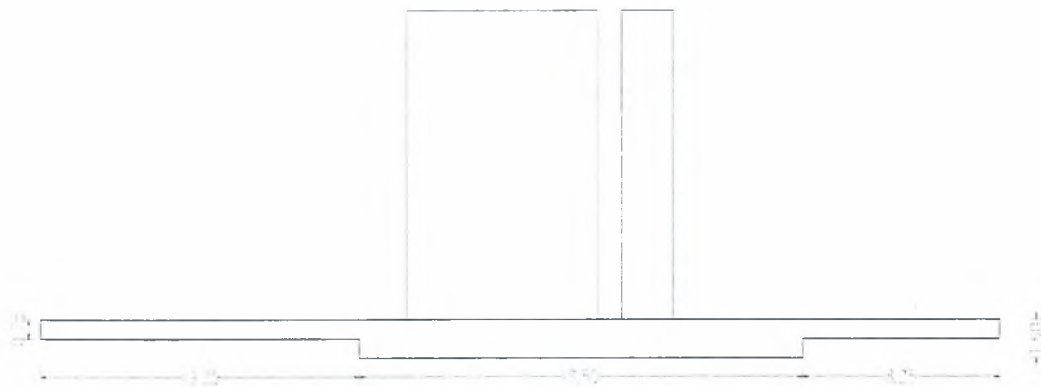
Από τον παραπάνω έλεγχο προκύπτει ότι δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης στο φορέα. Τοποθετείται ο ελάχιστος οπλισμός διάτμησης που είναι:

$$\rho_w = 0.0011 = \frac{A_w}{sb}, \text{ και προκύπτει } \underline{\underline{4\Phi 12/15}} \text{ ανά δοκίδα.}$$

10 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΔΑΠΕΔΟΥ

10.1 Περιγραφή

Όπως έχουμε ήδη αναφέρει, το πάχος του δαπέδου δεν είναι το ίδιο σε όλη την έκταση του εργαστηρίου. Αυτό γίνεται λόγω των μεγάλων διαστάσεων του εργαστηρίου, και συγκεκριμένα του δαπέδου, στο οποίο θα απαιτηθούν μεγάλες ποσότητες υλικών, τόσο σε σκυρόδεμα αλλά όσο και σε χάλυβα. Έτσι προσδιορίζουμε το πάχος του δαπέδου σύμφωνα με τις απαιτήσεις των φορτίσεων και τους περιορισμούς που έχουμε θέσει. Η περιοχή, στην οποία αυξάνουμε το πάχος του δαπέδου, είναι η περιοχή γύρω από του ισχυρούς τοίχους, όπου τα πειράματα τα οποία πραγματοποιούνται σε αυτό το χώρο έχουν απαιτήσεις μεγάλων σχετικά δυνάμεων φόρτισης. Στο υπόλοιπο τμήμα του δαπέδου το πάχος του είναι μικρότερο. Η μείωση του πάχους γίνεται μόνο προς την κατεύθυνση, της μεγαλύτερης διάστασης του δαπέδου των 40 m. Μια τομή του δαπέδου φαίνεται στο σχήμα 10.1:



Σχήμα 10.1 Τομή δαπέδου

Κατά τη μοντελοποίηση θεωρήθηκε ότι το δάπεδο εδράζεται απευθείας στο έδαφος. Για την προσομοίωση του εδάφους θεωρήθηκε δείκτης εδάφους $K_s = 50000 \text{ kN/m}^2$, ο οποίος προσομοιάστηκε με κατακόρυφα ελατήρια στους κόμβους των στοιχείων και δυσκαμψία ανάλογη με την επιφάνεια επιρροής του καθενός.

Στη διαστασιολόγηση του δαπέδου, επιτρέπουμε να αναπτυχθούν εφελκυστικές τάσεις που δεν υπερβαίνουν την εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος. Είναι κατανοητό ότι αν αποφασίζαμε να τοποθετήσουμε προένταση και στο δάπεδο, και μάλιστα και προς τις δύο διευθύνσεις, τότε το κόστος κατασκευής θα αυξανόταν υπερβολικά. Τα εντατικά μεγέθη για τη διαστασιολόγηση του δαπέδου προήλθαν από τις αναλύσεις που έγιναν για τη διαστασιολόγηση των τοίχων, μιας και ο φορέας μοντελοποιήθηκε ολόκληρος (δάπεδο και τοίχοι μαζί), όπως είδαμε στα δύο προηγούμενα κεφάλαια.

10.2 Διαστασιολόγηση

10.2.1 Δάπεδο γύρω από την περιοχή των τοίχων ($h=1.5 \text{ m}$)

Η μέγιστη ροπή που προέκυψε από τις προηγούμενες αναλύσεις είναι $M_{sd,x} = 1398 \text{ kNm}$ και $M_{sd,y} = 1167 \text{ kNm}$, γύρω από τον άξονα x και y αντίστοιχα, οι οποίες αντιστοιχούν στην περίπτωση των ισχυρών τοίχων με συμπαγείς διατομές. Έτσι:

Πλακολωρίδα ενός μέτρου κατά τη διεύθυνση y .

- $\mu_{sd} = \frac{M_{sd,x}}{bd^2 f_{cd}} = 0.033$ ανηγμένη ροπή σχεδιασμού
- $\omega = 0.033$ από πίνακες οπλισμένου σκυροδέματος
- $A_s = bd\omega \frac{f_{cd}}{f_{sd}} = 21 \text{ cm}^2$ εμβαδό οπλισμού που απαιτείται

Πλακολωρίδα ενός μέτρου κατά τη διεύθυνση x.

- $\mu_{sd} = \frac{M_{sd,y}}{bd^2 f_{cd}} = 0.028$ ανηγμένη ροπή σχεδιασμού
- $\omega = 0.028$ από πίνακες οπλισμένου σκυροδέματος
- $A_s = bd\omega \frac{f_{cd}}{f_{sd}} = 18.54 \text{ cm}^2$ εμβαδό οπλισμού που απαιτείται

Ελάχιστος οπλισμός λόγω κάμψης.

- $A_{s,\min} = 0.0015bd = 22.5 \text{ cm}^2$

Ελάχιστος οπλισμός λόγω ρηγμάτωσης.

- $A_{s,\min} = k' f_{ctk,0.95} \frac{A_{ct}}{\sigma_s} = 40.71 \text{ cm}^2$ (όπου $\sigma_s = 0.70f_{yk}$)

Ο ελάχιστος οπλισμός που πρέπει να τοποθετηθεί στο δάπεδο ανά μέτρο μήκους προκύπτει από τον έλεγχο σε ρηγμάτωση και είναι:

2#Φ20/14

ανά παρειά και προς τις δύο διευθύνσεις.

10.2.2 Δάπεδο μακριά από την περιοχή των τοίχων (h=0.75 m)

Η μέγιστη ροπή που προέκυψε από τις προηγούμενες αναλύσεις είναι $M_{sd,x} = 353 \text{ kNm}$ και $M_{sd,y} = 358 \text{ kNm}$, γύρω από τον άξονα x και y αντίστοιχα, οι οποίες προήλθαν από το φορέα με τις συμπαγείς διατομές. Έτσι: Πλακολωρίδα ενός μέτρου κατά τη διεύθυνση y.

- $\mu_{sd} = \frac{M_{sd,x}}{bd^2 f_{cd}} = 0.0255$ ανηγμένη ροπή σχεδιασμού
- $\omega = 0.0255$ από πίνακες οπλισμένου σκυροδέματος
- $A_s = bd\omega \frac{f_{cd}}{f_{sd}} = 8.12$ εμβαδό οπλισμού που απαιτείται

Πλακολωρίδα ενός μέτρου κατά τη διεύθυνση x.

- $\mu_{sd} = \frac{M_{sd,y}}{bd^2 f_{cd}} = 0.0256$ ανηγμένη ροπή σχεδιασμού
- $\omega = 0.0256$ από πίνακες οπλισμένου σκυροδέματος
- $A_s = bd\omega \frac{f_{cd}}{f_{sd}} = 8.11 \text{ cm}^2$ εμβαδό οπλισμού που απαιτείται

Ελάχιστος οπλισμός λόγω κάμψης.

- $A_{s,\min} = 0.0015bd = 11.25 \text{ cm}^2$

Ελάχιστος οπλισμός λόγω ρηγμάτωσης.

- $A_{s,\min} = \kappa f_{ctk,0.95} \frac{A_{ct}}{\sigma_s} = 20.35 \text{ cm}^2$, (όπου $\sigma_s = 0.70f_{yk}$)

Ο ελάχιστος οπλισμός που πρέπει να τοποθετηθεί στο δάπεδο ανά μέτρο μήκους προκύπτει από τον έλεγχο σε ρηγμάτωση και είναι: **#Φ20/15** ανά παρειά και προς τις δύο διευθύνσεις.

10.3 Κατασκευαστικές λεπτομέρειες

Το επάνω μέρος του δαπέδου, το οποίο στην ουσία είναι το κυρίως δάπεδο του εργαστηρίου, θα διαμορφωθεί σαν βιομηχανικό δάπεδο, μετά το τέλος της σκυροδέτησής του. Οι πλάκες των αγκυρίων που βρίσκονται στο δάπεδο, τελικά θα βρίσκονται στην ίδια στάθμη με αυτό, ενώ οι οπές που θα δημιουργηθούν στις θέσεις των αγκυρίων θα καλύπτονται με πλαστικές τάπες που θα βγαίνουν όταν είναι απαραίτητη η χρήση του συγκεκριμένου αγκυρίου.

Τέλος ο διάδρομος πρόσβασης που θα υπάρχει υπόγεια και ακριβώς κάτω από τους ισχυρούς τοίχους δεν επηρεάζει σχεδόν καθόλου τη συμπεριφορά των τοίχων.

11 ΑΓΚΥΡΙΑ

11.1 Γενικά

Η επιβολή φορτίων σε φυσικά ομοιώματα κατασκευών κατά τη διεξαγωγή πειραμάτων, επιτυγχάνεται όπως έχουμε προαναφέρει με τη χρήση υδραυλικών γρύλων. Οι υδραυλικοί γρύλοι θα πρέπει με κάποια διάταξη να αγκυρώνονται στους τοίχους όπου θα αντιδρούν προκειμένου να μεταβιβάσουν τα φορτία στα δοκίμια. Χρειαζόμαστε τέτοια αγκύρια με ικανή αντοχή στις στατικές και δυναμικές καταπονήσεις των υδραυλικών γρύλων κυρίως σε εφελκυσμό.

Υπάρχουν διάφορες διατάξεις αγκυρώσεων γρύλων αλλά στην προκειμένη περίπτωση του εργαστηρίου επιλέγουμε όμοιο τρόπο με αυτόν του Πανεπιστημίου του Lehigh. Η διάταξη αγκύρωσης που είναι ίδια στο ισχυρό δάπεδο και στους ισχυρούς τοίχους έχει μορφή ορθογωνικού καννάβου με διαστάσεις 1.5x1.5 m. Ο κάνναβος αυτός είναι πιο πυκνός σε περιοχές όπου η πιθανότητα να διεξάγονται εκεί τα πειράματα είναι πολύ μεγαλύτερη.

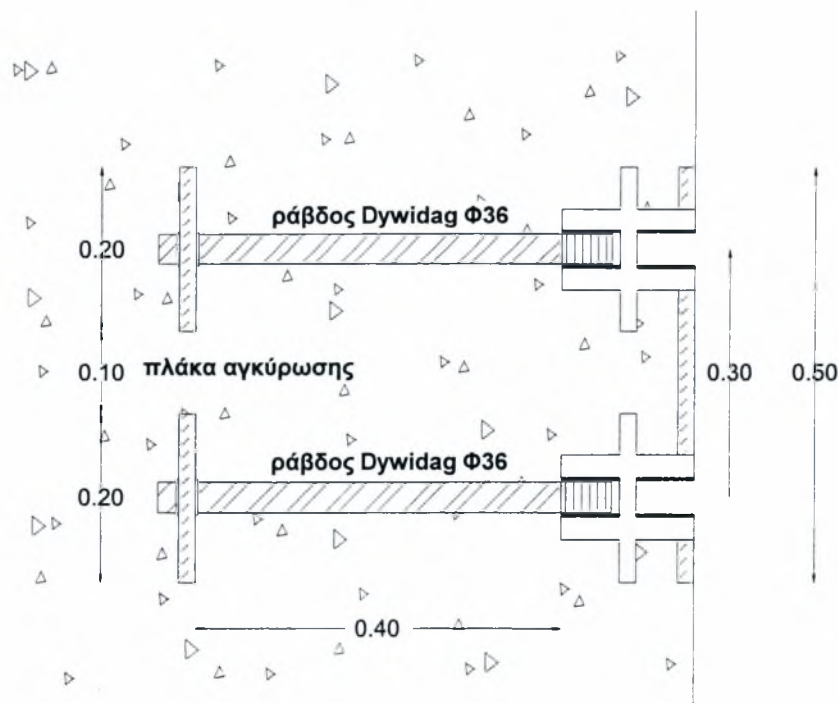
Η αγκύρωση αποτελείται από δύο αγκύρια σε απόσταση μεταξύ τους 30 cm και τα οποία είναι ενωμένα με μια χαλύβδινη πλάκα διαστάσεων 20x50 cm στην επιφάνεια του δαπέδου. Το κάθε αγκύριο αποτελείται από μία ράβδο που

αγκυρώνεται στο σκυρόδεμα με χαλύβδινη πλάκα διαστάσεων 20x20 cm. Το μήκος των ράβδων αγκύρωσης, στο δάπεδο και στους τοίχους, φαίνεται στο σχήμα 11.1. Οι ράβδοι αγκύρωσης είναι χαλύβδινη ράβδοι S550 και διαμέτρου ($\Phi 36$). Το πάχος των πλακών αγκύρωσης είναι 3 cm.

11.2 Διάτρηση σκυροδέματος στη θέση των γρύλων

Για τον υπολογισμό του μήκους αγκύρωσης των αγκυρίων μέσα στο σκυρόδεμα εξετάστηκε η περίπτωση της πλάκας αγκύρωσης διαστάσεων 20x20 cm.

Με χρήση του προγράμματος SAP2000 προέκυψε ότι η κατανομή των τάσεων από την πλάκα, η οποία στην ουσία φορτίζεται κεντρικά από τη ράβδο, προς το σκυρόδεμα δεν είναι ομοιόμορφη σε όλη την επιφάνεια της μεταλλικής πλάκας. Προκύπτει ότι η ενεργή επιφάνεια της πλάκας περιορίζεται σε μια περιοχή 12x12 cm. Με αυτή τη διατομή φόρτισης του σκυροδέματος γίνεται ο έλεγχος σε διάτρηση.



Σχήμα 11.1 Σκαρίφημα αγκύρωσης

Το εφελκυστικό φορτίο σχεδιασμού της κάθε αγκύρωσης είναι $N_{sd} = 600$ kN αφού η μέγιστη δύναμη που μπορεί να επιβάλει ένας υδραβλικός γρύλος είναι 600 kN. Κάθε ράβδος αγκύρωσης συνεπώς υπόκειται σε καταπόνηση με μέγιστη εφελκυστική δύναμη $N_{sd} = 300$ kN ανά αγκύριο.

Σύμφωνα με τη μεθοδολογία που ορίζει ο κανονισμός οπλισμένου σκυροδέματος πρέπει να προσδιορίσουμε αρχικά την κρίσιμη περίμετρο, u , της διατομής και στη συνέχεια την τέμνουσα δύναμη ανά μέτρο μήκους, v_{sd} , που δρα στην κρίσιμη περίμετρο της διατομής .

$$u = 4(2 * 1.5 * d + l) = 4(2 * 1.5 * 0.4 + 0.12) = 5.28 \text{ m}$$

Για στατικό ύψος διατομής $d=40$ cm που είναι το μήκος αγκύρωσης μέσα στο σκυρόδεμα προκύπτει:

$$v_{sd} = \frac{N_{sd}}{u} = \frac{300}{5.28} = 56.81 \text{ kN/m} \quad (11.1)$$

Στη συνέχεια υπολογίζεται η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής αντοχής ανά μονάδα μήκους της κρίσιμης διατομής, V_{Rd1} , και έπειτα συγκρίνεται με την τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού, v_{sd} .

$$V_{Rd1} = \tau_{Rd} \kappa (1.2 + 40\rho_1) d \quad (11.2)$$

όπου τ_{Rd} η διατμητική αντοχή του σκυροδέματος (για C30: $\tau_{Rd} = 340$ kN/m²)

ρ_1 το ποσοστό του συνελκόμενου οπλισμού που συμμετέχει στην κρίσιμη διατομή (δεν το λαμβάνουμε υπόψη γιατί είναι υπέρ της ασφαλείας)

d το στατικό ύψος της πλάκας σκυροδέματος (40 cm)

κ μειωτικός συντελεστής, ποτέ μικρότερος του 1 ($\kappa = 1.6 - d = 1.2$)

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι $V_{Rd1} = 195.84$ kN/m

Παρατηρούμε ότι $V_{Rd1} > v_{sd}$ και κατά συνέπεια το μήκος αγκύρωσης των 40 cm είναι επαρκές για την αγκύρωση των αγκυριών.

Στη σχέση 11.2 δεν συνυπολογίσαμε τον όρο $0.15 \frac{N_{sd}}{A_c}$ ο οποίος παραλείπεται στους ελέγχους διάτρησης στοιχείων όπου δεν υπάρχει προένταση. Επειδή τα αγκύρια που χρησιμοποιούνται στο δάπεδο και στους τοίχους είναι όμοια, και επειδή στο δάπεδο δεν υπάρχει προένταση σκόπιμο είναι για τη διαστασιολόγηση των αγκυρίων ο παραπάνω όρος να παραληφθεί.

11.3 Εξόλκευση αγκυρίου

Για να εξολκευθεί η ράβδος από το σκυρόδεμα θα πρέπει να ασκηθεί δύναμη, τέτοια ώστε να υπερνικήσει τις τάσεις συνάφειας μεταξύ σκυροδέματος και ράβδου. Θεωρώντας το μήκος αγκύρωσης 40 cm θα υπολογίσουμε αν μια ράβδος διατομής Φ36 αντοχής S550 αντέχει δύναμη εξόλκευσης $P = 300kN$.

Στην οριακή κατάσταση αστοχίας ισχύει: $N_{sd} = A_s f_{sd} \leq f_{bd} (\pi d) l_b$

όπου : d η διάμετρος της ράβδου

l_b το βασικό μήκος ευθύγραμμης αγκύρωσης

A_s εμβαδόν διατομής ράβδου

f_{sd} τάση σχεδιασμού χάλυβα

f_{bd} τάση σχεδιασμού συνάφειας

Από τον κανονισμό δίνεται για ράβδο Φ36 και σκυρόδεμα C30: $f_{bd} = 30$ MPa

άρα με απλή αντικατάσταση έχουμε : $N_{sd} = 30 * \pi * 0.036 * 0.5 = 1695.56$ kN

Αν θεωρήσουμε ότι ο χάλυβας της ράβδου θα διαρρεύσει για το 0.7 τις ονομαστικής τιμής της, αυτό το υποθέτουμε λόγω της κόπωσης στην ράβδο από εναλλασσόμενες φορτίσεις κατά την διάρκεια των πειραμάτων, έχουμε :

$$A_s f_{ys} = \frac{0.036^2 \pi}{4} 0.7 \cdot 550 = 391.68 \text{ kN}$$

Τελικά τοποθετείται αγκύριο που αποτελείται από πλάκα αγκύρωσης 20x20 cm και από ράβδο Φ36, S550 το οποίο μπορεί να παραλάβει δύναμη 300 kN έκαστο.

Η μέγιστη εφελκυστική δύναμη που μπορεί τελικά να παραλάβει κάθε αγκύρωση είναι:

$$N_{\max} = \min\{2A_s f_{ys}, V_{Rd1} u\} = 783 \text{ kN}$$

11.4 Εναλλακτικοί τρόποι αγκύρωσης

Ένας άλλος τρόπος αγκύρωσης, που μπορεί να επιτευχθεί κατά βάση μόνο στον κυψελωτό τοίχο, είναι η αγκύρωση διαμέσου διαμερών τρυπών. Αυτό γίνεται διότι το πάχος της πλάκας του τοίχου είναι μικρό και έτσι τα αγκύρια μπορούν να διαπεράσουν ολόκληρο το πάχος του τοίχου και να αγκυρωθούν από το πίσω μέρος με όμοιο τρόπο όπως και μπροστά, δηλαδή με πλάκα αγκύρωσης.

Αν και κατά βάση οι αγκυρώσεις θα είναι τοποθετημένες μέσα στο σκυρόδεμα, εντούτοις μπορούμε να δημιουργήσουμε και έναν πρόσθετο κάνναβο από διαμερείς οπές, με διάμετρο λίγο μεγαλύτερη από αυτές των ράβδων αγκύρωσης ώστε να είμαστε σε θέση να αγκυρώσουμε και σε ενδιάμεσα σημεία. Οι οπές αυτές μπορούν επίσης να χρησιμοποιηθούν και σαν περάσματα διαφόρων αγωγών, λαδιού ή ηλεκτρικού ρεύματος, οι οποίοι θα καταλήγουν στα υδραυλικά έμβολα, και να μην εμποδίζουν τη διέλευση του προσωπικού του εργαστηρίου.

12 ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΕΣ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ

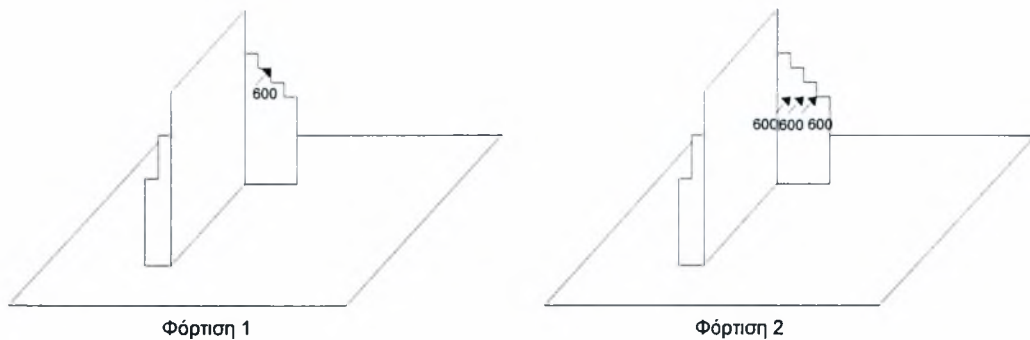
12.1 Εισαγωγή

Παρουσιάζοντας τις προηγούμενες λύσεις για το εργαστήριο, μας δημιουργείται η απορία αν οι προτάσεις μας είναι τελικά και οι καλύτερες τόσο για την λειτουργικότητα του εργαστηρίου, όσο και από οικονομικής πλευράς. Ιδέες για τον τρόπο που θα μπορούσε το εργαστήριο να γίνει περισσότερο πολυχρηστικό και ευέλικτο υπάρχουν πολλές. Παρακάτω παρουσιάζονται πιθανοί τρόποι που θα μπορούσαμε να το επιτύχουμε.

12.2 Φόρτιση στα πτερύγια του μεγάλου τοίχου

Οι τοίχοι με συμπαγή διάταξη έχουν ενισχύσεις στα άκρα τους και μάλιστα ο μεγαλύτερος από αυτούς έχει πτερύγια μήκους 4 m και ύψος άνω των 6 m. Αμέσως μας δημιουργείται η εντύπωση αν θα μπορούσαμε να τα χρησιμοποιήσουμε και σαν βοηθητικές αντιστηρίξεις για κάποια πειράματα μέσα στο εργαστήριο. Συνεπικουρούμενοι από το γεγονός πως έχει τοποθετηθεί προένταση στα πτερύγια εφαρμόσαμε κάποια φορτία δοκιμαστικά

πάνω στα πτερύγια με χρήση του προγράμματος SAP2000, χωρίς να επέμβουμε την γεωμετρία τους ή την προένταση που επιβάλλαμε.



Σχήμα 12.1 Φορτίσεις πτερύγιου

Βασιζόμενοι στα αποτελέσματα του προγράμματος θα ελέγξουμε αν θα αναπτυχθούν μεγάλες μετακινήσεις ή τάσεις στα πτερύγια. Οι φορτίσεις αρχικά τοποθετήθηκαν μόνες τους, δηλαδή χωρίς να φορτίσουμε τον τοίχο, που είναι και η πιο πιθανή χρήση τους. Οι εντάσεις που εμφανίστηκαν φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Φόρτιση	Μετακίνηση προς τη διεύθυνση της φόρτισης (mm)	Ελάχιστη τάση στη βάση του τοίχου (kN/m ²)
1	1.00	-952
2	1.44	353

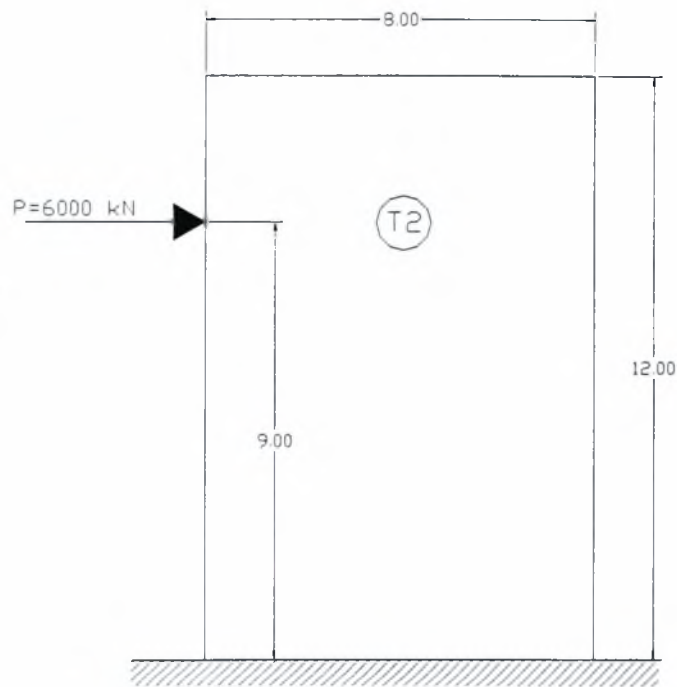
Πίνακας 12.1 Μεγέθη από την επίλυση με το Sap2000

Οι τάσεις και οι μετακινήσεις που εμφανίζονται είναι αρκετά μικρές κάτι που οφείλεται στην μεγάλη στρεπτική δυσκαμψία του τοίχου. Γίνεται λοιπόν κατανοητό ότι τα φορτία του σχήματος 12.1 μπορεί να τα παραλάβουν τα πτερύγια, τι συμβαίνει όμως αν υπάρχει αλληλεπίδραση των φορτίσεων με τα φορτία του τοίχου; Στον δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης, φόρτιση 2, τα πτερύγια εμφανίζουν μεγάλες εφελκυστικές τάσεις αλλά και μεγάλες μετακινήσεις που φτάνουν τα 6 mm. Όμως για τις απλές φορτίσεις του τοίχου δεν εμφανίζονται αυτά τα μεγέθη σε φορτία και η συμπεριφορά του κρίνεται

ικανοποιητική, δίνοντας μας το δικαίωμα να χρησιμοποιούμε τα πτερύγια για βοηθητικές φορτίσεις.

12.3 Φορτίο παράλληλα με την διεύθυνση του τοίχου

Μια άλλη χρήση στους τοίχους θα ήταν να τοποθετηθεί παράλληλα με την διεύθυνση που εμφανίζουν την μεγαλύτερη δυσκαμψία, φορτίο που το μέγεθος του θα είναι πολύ μεγαλύτερο σε σχέση με τα φορτία που έχουμε εφαρμόσει μέχρι τώρα, δηλαδή μια δύναμη 6000 kN σε ύψος 9 m όπως φαίνεται και στο σχήμα,



Σχήμα 12.2 Φόρτιση παράλληλα με τη διεύθυνση του μικρού ισχυρού τοίχου.

Όμοια με προηγουμένως με το πρόγραμμα SAP2000 αναλύουμε την φόρτιση στον μικρό τοίχο της διάταξης με κυψελωτή διατομή. Η τάση που αναπτύσσεται στην εφελκυσόμενη ζώνη του μικρού τοίχου είναι 500 kN/m^2 ενώ στην θλιβόμενη ζώνη -15600 kN/m^2 . Η μετακίνηση είναι 6.5 mm στην διεύθυνση της φόρτισης. Συμπεραίνουμε λοιπόν ότι η συμπεριφορά του τοίχου είναι ικανοποιητική σε μια τόσο μεγάλη φόρτιση. Ακόμα μεγαλύτερο φορτίο

θα μπορούσε να παραλάβει ο μεγαλύτερος τοίχος, αφού διαθέτει και μεγαλύτερη δυσκαμψία. Γίνεται αντιληπτό πώς αν χρειαστεί να επιβληθεί μια μεγάλη δύναμη στα πλαίσια ενός εργαστηριακού πειράματος υπάρχει δυνατότητα παραλαβής της από τους τοίχους.

12.4 Τοίχοι συναρμολογούμενοι από κύβους οπλισμένου σκυροδέματος.

Μια άλλη λύση θα ήταν ο μικρότερος τοίχος να αντικατασταθεί από μια μη μόνιμη κατασκευή, και στην θέση του να χρησιμοποιείται συναρμολογούμενος τοίχος από κύβους οπλισμένου σκυροδέματος. Οι κύβοι αυτοί θα είναι μεγάλα κομμάτια, όχι απαραίτητα συμπαγή, που θα μπορούμε να τα μετακινούμε και να τα τοποθετούμε το ένα πάνω στο άλλο ή και στη σειρά αν χρειαζόμαστε μεγαλύτερη επιφάνεια αντίδρασης. Μεταξύ τους θα ενώνονται με εσοχές και προεξοχές και στην διατομή τους θα υπάρχουν εγκάρσιες οπές, ώστε να τοποθετούνται συρματόσχοινα προέντασης, που θα διέρχονται απ' όλους τους κύβους της κατασκευής μας. Τα πλεονεκτήματα αυτής της διάταξης είναι αρκετά. Καταρχήν οι τοίχοι είναι συναρμολογούμενοι με συνέπεια να έχουμε την δυνατότητα να τους μεταφέρουμε οπουδήποτε εντός του εργαστηρίου δημιουργώντας άμεσα τοίχο αντιστήριξης όπου και το θελήσουμε. Οι κύβοι αποθηκεύονται όταν εμείς δεν τους χρειαζόμαστε, με κέρδος να εξοικονομούμε χώρο στο εργαστήριο. Μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε ακριβώς την προένταση που χρειαζόμαστε ανάλογα με τα φορτία που θα εφαρμόσουμε, αφού τα συρματόσχοινα δεν αγκυρώνονται μόνιμα. Αυτό έχει ως συνέπεια να κερδίζουμε σε μήκος τενόντων σε μέγεθος επιβολής δύναμης καθώς και σε απώλειες προέντασης, αφού οι χρόνιες απώλειες του σκυροδέματος θα είναι σχετικά μικρές.

Επιπλέον έχουμε την ευχέρεια να δημιουργήσουμε οποιοδήποτε σχήμα επιθυμούμε για να εξυπηρετήσουμε τους σκοπούς των πειραμάτων. Δηλαδή έχουμε την δυνατότητα για την επιτυχή τέλεση μιας δοκιμής να αυξήσουμε ανάλογα την δυσκαμψία ή την επιφάνεια ή το ύψος του ισχυρού τοίχου προσθέτοντας κύβους.

Τέλος, για την οικονομία σε υλικά, και κυρίως σκυροδέματος, μπορούμε μετά τη στάθμη των 6 m να τοποθετήσουμε εσωτερικά στον τοίχο κατά τη

διάρκεια της σκυροδέτησης, μονωτικά υλικά σε μορφή κύβων όπως φελιζόλ, για να μειωθεί ο όγκος τους σκυροδέματος. Το γεγονός είναι ότι η δυσκαμψία των τοίχων σε εκείνο το ύψος θα μειωθεί, αλλά στην πραγματικότητα η δυσκαμψία που απαιτείται σε εκείνα τα ύψη δεν είναι η ίδια με αυτή στη βάση του τοίχου.

13 ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗ - ΠΡΟΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ

ΜΕΓΑΛΟΣ ΣΥΜΠΑΓΗΣ ΤΟΙΧΟΣ [T1]								
		Διατομή	Συνολικό μήκος ράβδων	Εμβαδόν διατομής	Βάρος ανά κυβικό	Βάρος ανά μέτρο	Βάρος	
			m	[m ²]	[Kg/m ³]	[Kg/m]	[Kg]	
Τοίχος	Διαμήκης οπλισμός	20	8670	3.14E-4	7850	2.465	21371	
	Πρόσθετος οπλισμός	20	735	3.14E-4	7850	2.465	1811	
	Συνδετήρες	A	12	4072	1.13E-4	7850	0.887	3612
		B	12	4042	1.13E-4	7850	0.887	3586
Ενισχύσεις	Διαμήκης οπλισμός	20	4580	3.14E-4	7850	2.465	11289	
	Πρόσθετος οπλισμός	20	46	3.14E-4	7850	2.465	113	
	Συνδετήρες	A	-	-	-	-	-	-
		B	-	-	-	-	-	-
Σύνολο							41782	

ΑΓΚΥΡΩΣΕΙΣ ΤΕΝΟΝΤΩΝ ΣΤΟΝ ΜΕΓΑΛΟ ΣΥΜΠΑΓΗ ΤΟΙΧΟ [T1]								
		Διατομή	Συνολικό μήκος ράβδων	Εμβαδόν διατομής	Βάρος ανά κυβικό	Βάρος ανά μέτρο	Βάρος	
			m	[m ²]	[Kg/m ³]	[Kg/m]	[Kg]	
Τοίχος	Συνδετήρες	A	12	485	1.13E-4	7850	0.887	430
		B	12	481	1.13E-4	7850	0.877	427
		Γ	12	403	1.13E-4	7850	0.887	358
		Δ	12	542	1.13E-4	7850	0.887	481
Ενισχύσεις	Συνδετήρες	A	12	242	1.13E-4	7850	0.887	215
		B	12	241	1.13E-4	7850	0.887	213
		Γ	12	202	1.13E-4	7850	0.887	179
		Δ	12	271	1.13E-4	7850	0.887	241
Σύνολο							2544	

ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΣΥΜΠΙΑΓΩΝ ΤΟΙΧΩΝ		Όγκος σκυροδέματος
		[m ³]
Μεγάλος Τοίχος [T1]	Τοίχος	216
	Ενισχύσεις	45
	Σύνολο	261

ΤΕΝΟΝΤΕΣ ΔΥΩΙΔΑΓ ΣΤΟΝ ΜΕΓΑΛΟ ΣΥΜΠΙΑΓΗ ΤΟΙΧΟ [T1]					
		Διατομή τενόντων	Μήκος	Τεμάχια	Συνολικό μήκος
		[m ²]	m		m
Τοίχος	Αγκύρωση στα 6m	Ø36	7.9	48	379.2
	Αγκύρωση στα 12m	Ø36	13.9	48	667.2
Ενισχύσεις		Ø36			142.2
				Σύνολο	1188.6

ΑΓΚΥΡΩΣΕΙΣ ΤΕΝΟΝΤΩΝ ΣΤΟΝ ΜΕΓΑΛΟ ΣΥΜΠΙΑΓΗ ΤΟΙΧΟ [T1]			
	Τοίχος	Ενισχύσεις	Σύνολο
	[τεμάχια]	[τεμάχια]	[τεμάχια]
Πλάκες	192	36	228
Περικόχλια	192	36	228
Συνδετικά	192	36	228

ΠΡΟΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΟΣΤΟΥΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΣΥΜΠΑΓΗ ΤΟΙΧΟ Τ1				
Σκυρόδεμα		Όγκος	Τιμή	Σύνολο
		$[m^3]$	$[\delta\rho\chi / m^3]$	$[\delta\rho\chi]$
		261	25000	6,525,000
Χάλυβας S500		Βάρος	Τιμή	Σύνολο
		$[Kg]$	$[\delta\rho\chi / Kg]$	$[\delta\rho\chi]$
		41782	120	5,013,800
Τένοντες Dywidag Ø36		Μήκος	Τιμή	Σύνολο
		m	$[\delta\rho\chi / m]$	$[\delta\rho\chi]$
		1188.6	5760	6,846,330
Χάλυβας S500 (για τις αγκυρώσεις)		Βάρος	Τιμή	Σύνολο
		$[Kg]$	$[\delta\rho\chi / Kg]$	$[\delta\rho\chi]$
		2543	120	305,220
Εξαρτήματα αγκυρώσεων		Ποσότητα	Τιμή	Σύνολο
		τεμάχια	$[\delta\rho\chi / \text{τεμ.}]$	$[\delta\rho\chi]$
	Περικόχλια	228	4480	1,021,440
	Πλάκες αγκύρωσης	228	5000	1,140,000
	Συνδετικά	228	10400	2,371,200
Αγκύρια		Αριθμός	Τιμή	Σύνολο
		$[n]$	$[\delta\rho\chi]$	$[\delta\rho\chi]$
		150	1170/2	87,750
Πλάκες Αγκύρωσης		Αριθμός	Τιμή	Σύνολο
		$[n]$	$[\delta\rho\chi]$	$[\delta\rho\chi]$
		150	5000	750,000
Συνδετικά (μούφες)		Μήκος	Τιμή	Σύνολο
		m	$[\delta\rho\chi / m]$	$[\delta\rho\chi]$
		150	10400	1,560,000
Γενικό Σύνολο				22,939,315

ΜΙΚΡΟΣ ΣΥΜΠΑΓΗΣ ΤΟΙΧΟΣ [T2]								
		Διατομή	Συνολικό μήκος ράβδων	Εμβαδόν διατομής	Βάρος ανά κυβικό	Βάρος ανά μέτρο	Βάρος	
			m	[m ²]	[Kg/m ³]	[Kg/m]	[Kg]	
Τοίχος	Διαμήκης οπλισμός	Ø20	5992	3.14E-4	7850	2.465	14770	
	Πρόσθετος οπλισμός	Ø20	492	3.14E-4	7850	2.465	1213	
	Συνδετήρες	A	Ø12	2715	1.13E-4	7850	0.887	2408
		B	Ø12	2695	1.13E-4	7850	0.887	2390
Επιστρώσεις	Διαμήκης οπλισμός	Ø20	4580	3.14E-4	7850	2.465	11289	
	Πρόσθετος οπλισμός	Ø20	46	3.14E-4	7850	2.465	113	
	Συνδετήρες	A	-	-	-	-	-	-
		B	-	-	-	-	-	-
						Σύνολο	32183	

ΑΓΚΥΡΩΣΕΙΣ ΤΕΝΟΝΤΩΝ ΣΤΟΝ ΜΙΚΡΟ ΣΥΜΠΑΓΗ ΤΟΙΧΟ [T2]								
		Διατομή	Συνολικό μήκος ράβδων	Εμβαδόν διατομής	Βάρος στο κυβικό	Βάρος ανά μέτρο	Βάρος	
			m	[m ²]	[Kg/m ³]	[Kg/m]	[Kg]	
Τοίχος	Συνδετήρες	A	Ø12	323	1.13E-4	7850	0.887	287
		B	Ø12	321	1.13E-4	7850	0.877	285
		Γ	Ø12	269	1.13E-4	7850	0.887	238
		Δ	Ø12	362	1.13E-4	7850	0.887	321
Επιστρώσεις	Συνδετήρες	A	Ø12	121	1.13E-4	7850	0.887	108
		B	Ø12	120	1.13E-4	7850	0.887	107
		Γ	Ø12	101	1.13E-4	7850	0.887	89
		Δ	Ø12	136	1.13E-4	7850	0.887	120
						Σύνολο	1555	

ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΣΥΜΠΑΓΩΝ ΤΟΙΧΩΝ		Όγκος σκυροδέματος
		[m ³]
Μικρός Τοίχος [T2]	ΤΟΙΧΟΣ	144
	Ενισχύσεις	27
	Σύνολο	171

ΤΕΝΟΝΤΕΣ DYWIDAG ΣΤΟΝ ΜΙΚΡΟ ΣΥΜΠΑΓΗ ΤΟΙΧΟ [T2]					
		Διατομή τενόντων	Μήκος	Τεμάχια	Συνολικό μήκος
		[m ²]	m		m
Τοίχος	Αγκύρωση στα 6m	Ø36	7.9	32	252.8
	Αγκύρωση στα 12m	Ø36	13.9	32	444.8
Ενισχύσεις		Ø36	-	-	12
				Σύνολο	709.6

ΑΓΚΥΡΩΣΕΙΣ ΤΕΝΟΝΤΩΝ ΣΤΟΝ ΜΙΚΡΟ ΣΥΜΠΑΓΗ ΤΟΙΧΟ [T2]			
	Τοίχος	Ενισχύσεις	Σύνολο
	[τεμάχια]	[τεμάχια]	[τεμάχια]
Πλάκες	128	24	152
Περικόχλια	128	24	152
Συνδετικά	128	24	152

ΠΡΟΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΟΣΤΟΥΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΣΥΜΠΛΗΓΗ ΤΟΙΧΟ Τ2				
Σκυρόδεμα	Όγκος	Τιμή	Σύνολο	
	$[m^3]$	$[\delta\rho\chi / m^3]$	$[\delta\rho\chi]$	
	171	25000	4,275,000	
Χάλυβας S500	Βάρος	Τιμή	Σύνολο	
	$[Kg]$	$[\delta\rho\chi / Kg]$	$[\delta\rho\chi]$	
	32183	120	3,861,840	
Τένοντες Dywidag Ø36	Μήκος	Τιμή	Σύνολο	
	m	$[\delta\rho\chi / m]$	$[\delta\rho\chi]$	
	709.6	5760	4,087,290	
Χάλυβας S500 (για τις αγκυρώσεις)	Βάρος	Τιμή	Σύνολο	
	$[Kg]$	$[\delta\rho\chi / Kg]$	$[\delta\rho\chi]$	
	1554	120	186,525	
Εξαρτήματα αγκυρώσεων	Ποσότητα	Τιμή	Σύνολο	
	τεμάχια	$[\delta\rho\chi / \text{τεμ.}]$	$[\delta\rho\chi]$	
	Περικόχλια	152	4480	680,960
	Πλάκες αγκύρωσης	152	5000	760,000
	συνδετικά	152	10400	1,580,800
Αγκύρια	Αριθμός	Τιμή	Σύνολο	
	$[n]$	$[\delta\rho\chi]$	$[\delta\rho\chi]$	
	120	1170/2	70,200	
Πλάκες Αγκύρωσης	Αριθμός	Τιμή	Σύνολο	
	$[n]$	$[\delta\rho\chi]$	$[\delta\rho\chi]$	
	120	5000	600,000	
Συνδετικά (μούφες)	Μήκος	Τιμή	Σύνολο	
	m	$[\delta\rho\chi / m]$	$[\delta\rho\chi]$	
	120	10400	1,248,000	
Γενικό Σύνολο			17,350,733	

ΜΕΓΑΛΟΣ ΚΥΨΕΛΩΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ [T1]								
		Διατομή	Συνολικό μήκος ράβδων	Εμβαδόν διατομής	Βάρος στο κυβικό	Βάρος ανά μέτρο	Βάρος	
			m	[m ²]	[Kg/m ³]	[Kg/m]	[Kg]	
Πλάκες	Διαμήκης οπλισμός	Ø20	8760	3.14E-4	7850	2.465	21371	
	Πρόσθετος οπλισμός	Ø20	87	3.14E-4	7850	2.465	214	
	Συνδετήρες	A	-	-	-	-	-	-
		B	-	-	-	-	-	-
Δοκίδες	Διαμήκης οπλισμός	Ø20	4572	3.14E-4	7850	2.465	11270	
	Πρόσθετος οπλισμός	Ø20	46	3.14E-4	7850	2.465	113	
	Συνδετήρες	A	Ø12	3478	1.13E-4	7850	0.887	3085
		B	Ø12	3478	1.13E-4	7850	0.887	3085
						Σύνολο	39136	

ΑΓΚΥΡΩΣΕΙΣ ΤΕΝΟΝΤΩΝ ΣΤΟΝ ΜΕΓΑΛΟ ΚΥΨΕΛΩΤΟ ΤΟΙΧΟ [T1]								
		Διατομή	Συνολικό μήκος ράβδων	Εμβαδόν διατομής	Βάρος ανά κυβικό	Βάρος ανά μέτρο	Βάρος	
			m	[m ²]	[Kg/m ³]	[Kg/m]	[Kg]	
Πλάκες	Συνδετήρες	A	Ø12	180	1.13E-4	7850	0.887	160
Δοκίδες	Συνδετήρες	A	Ø12	242	1.13E-4	7850	0.887	215
		B	Ø12	241	1.13E-4	7850	0.887	213
		Γ	Ø12	202	1.13E-4	7850	0.887	179
		Δ	Ø12	271	1.13E-4	7850	0.887	241
						Σύνολο	1008	

ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΚΥΨΕΛΩΤΩΝ ΤΟΙΧΩΝ		Όγκος σκυροδέματος
		[m ³]
Μεγάλος Τοίχος [T1]	ΣΥΝΟΛΟ	194

ΤΕΝΟΝΤΕΣ DYWIDAG ΣΤΟΝ ΜΕΓΑΛΟ ΚΥΨΕΛΩΤΟ ΤΟΙΧΟ [T1]					
		Διατομή τενότων	Μήκος	Τεμάχια	Συνολικό μήκος
		[m ²]	m		m
Πλάκες	Αγκύρωση στα 6m	Ø36	7.9	46	363.4
	Αγκύρωση στα 12m	Ø36	13.9	24	333.6
Δοκίδες	Αγκύρωση στα 6m	Ø36	7.9	20	158
	Αγκύρωση στα 12m	Ø36	13.9	20	278
				Σύνολο	1133

ΑΓΚΥΡΩΣΕΙΣ ΤΕΝΟΝΤΩΝ ΣΤΟΝ ΜΕΓΑΛΟ ΚΥΨΕΛΩΤΟ ΤΟΙΧΟ [T1]			
	Πλάκες	Δοκίδες	Σύνολο
	[τεμάχια]	[τεμάχια]	[τεμάχια]
Πλάκες	140	80	220
Περικόχλια	140	80	220
Συνδετικά	140	80	220

ΠΡΟΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΟΣΤΟΥΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΚΥΨΕΛΩΤΟ ΤΟΙΧΟ ΤΙ				
Σκυρόδεμα		Όγκος	Τιμή	Σύνολο
		$[m^3]$	$[\delta\rho\chi / m^3]$	$[\delta\rho\chi]$
		194	25000	4,854,000
Χάλυβας S500		Βάρος	Τιμή	Σύνολο
		$[Kg]$	$[\delta\rho\chi / Kg]$	$[\delta\rho\chi]$
		39137	120	4,696,346
Τένοντες Dywidag Ø36		Μήκος	Τιμή	Σύνολο
		m	$[\delta\rho\chi / m]$	$[\delta\rho\chi]$
		1133	5760	6,526,080
Χάλυβας S500 (για τις αγκυρώσεις)		Βάρος	Τιμή	Σύνολο
		$[Kg]$	$[\delta\rho\chi / Kg]$	$[\delta\rho\chi]$
		1007	120	120,900
Εξαρτήματα αγκυρώσεων		Ποσότητα	Τιμή	Σύνολο
		τεμάχια	$[\delta\rho\chi / \text{τεμ.}]$	$[\delta\rho\chi]$
	Περικόχλια	220	4480	985,600
	Πλάκες αγκύρωσης	220	5000	1,100,000
	συνδετικά	220	10400	2,288,000
Αγκύρια		Αριθμός	Τιμή	Σύνολο
		$[n]$	$[\delta\rho\chi]$	$[\delta\rho\chi]$
		76	1170/2	44,460
Πλάκες Αγκύρωσης		Αριθμός	Τιμή	Σύνολο
		$[n]$	$[\delta\rho\chi]$	$[\delta\rho\chi]$
		76	5000	380,000
Συνδετικά (μούφες)		Μήκος	Τιμή	Σύνολο
		m	$[\delta\rho\chi / m]$	$[\delta\rho\chi]$
		76	10400	790,400
Γενικό Σύνολο				21,785,786

ΜΙΚΡΟΣ ΚΥΨΕΛΩΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ [T2]								
		Διατομή	Συνολικό μήκος ράβδων	Εμβαδόν διατομής	Βάρος ανά κυβικό	Βάρος ανά μέτρο	Βάρος	
			m	[m ²]	[Kg/m ³]	[Kg/m]	[Kg]	
Πλάκες	Διαμήκης οπλισμός	Ø20	5744	3.14E-4	7850	2.465	14158	
	Πρόσθετος οπλισμός	Ø20	57	3.14E-4	7850	2.465	142	
	Συνδετήρες	A	-	-	-	-	-	-
		B	-	-	-	-	-	-
Δοκίδες	Διαμήκης οπλισμός	Ø20	3285	3.14E-4	7850	2.465	8097	
	Πρόσθετος οπλισμός	Ø20	33	3.14E-4	7850	2.465	81	
	Συνδετήρες	A	Ø12	2312	1.13E-4	7850	0.887	2057
		B	Ø12	2318	1.13E-4	7850	0.887	2057
							Σύνολο	26591

ΑΓΚΥΡΩΣΕΙΣ ΤΕΝΟΝΤΩΝ ΣΤΟΝ ΜΙΚΡΟ ΚΥΨΕΛΩΤΟ ΤΟΙΧΟ [T2]								
			Διατομή	Συνολικό μήκος ράβδων	Εμβαδόν διατομής	Βάρος στο κυβικό	Βάρος ανα μέτρο	Βάρος
				m	[m ²]	[Kg/m ³]	[Kg/m]	[Kg]
Πλάκες	Συνδετήρες	A	Ø12	180	1.13E-4	7850	0.887	160
Δοκίδες	Συνδετήρες	A	Ø12	121	1.13E-4	7850	0.887	108
		B	Ø12	120	1.13E-4	7850	0.887	107
		Γ	Ø12	101	1.13E-4	7850	0.887	89
		Δ	Ø12	136	1.13E-4	7850	0.887	120
							Σύνολο	584

ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΚΥΨΕΛΩΤΩΝ ΤΟΙΧΩΝ		Όγκος σκυροδέματος
		[m ³]
Μικρός Τοίχος [T2]	ΣΥΝΟΛΟ	123

ΤΕΝΟΝΤΕΣ ΔΥWIDAG ΣΤΟΝ ΜΙΚΡΟ ΚΥΨΕΛΩΤΟ ΤΟΙΧΟ [T2]					
		Διατομή τενόντων	Μήκος	Τεμάχια	Συνολικό μήκος
		[m ²]	m		m
Πλάκες	Αγκύρωση στα 6m	Ø36	7.9	32	252.8
	Αγκύρωση στα 12m	Ø36	13.9	18	250.2
Δοκίδες	Αγκύρωση στα 6m	Ø36	7.9	16	126.4
	Αγκύρωση στα 12m	Ø36	13.9	8	111.2
				Σύνολο	740.6

ΑΓΚΥΡΩΣΕΙΣ ΤΕΝΟΝΤΩΝ ΣΤΟΝ ΜΙΚΡΟ ΚΥΨΕΛΩΤΟ ΤΟΙΧΟ [T2]			
	Πλάκες	Δοκίδες	Σύνολο
	[τεμάχια]	[τεμάχια]	[τεμάχια]
Πλάκες	100	48	148
Περικόχλια	100	48	148
Συνδετικά	100	48	148

ΠΡΟΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΟΣΤΟΥΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΚΥΨΕΛΩΤΟ ΤΟΙΧΟ Τ2				
Σκυρόδεμα	Όγκος	Τιμή	Σύνολο	
	$[m^3]$	$[\delta\rho\chi / m^3]$	$[\delta\rho\chi]$	
	123	25000	3,072,000	
Χάλυβας S500	Βάρος	Τιμή	Σύνολο	
	$[Kg]$	$[\delta\rho\chi / Kg]$	$[\delta\rho\chi]$	
	26591	120	3,190,945	
Τένοντες Dywidag Ø36	Μήκος	Τιμή	Σύνολο	
	m	$[\delta\rho\chi / m]$	$[\delta\rho\chi]$	
	740.6	5760	4,265,850	
Χάλυβας S500 (για τις αγκυρώσεις)	Βάρος	Τιμή	Σύνολο	
	$[Kg]$	$[\delta\rho\chi / Kg]$	$[\delta\rho\chi]$	
	583	120	70,030	
Εξαρτήματα αγκυρώσεων	Ποσότητα	Τιμή	Σύνολο	
	τεμάχια	$[\delta\rho\chi / \text{τεμ.}]$	$[\delta\rho\chi]$	
	Περικόχλια	148	4480	663,040
	Πλάκες αγκύρωσης συνδετικά	148	5000	740,000
Αγκύρια	Αριθμός	Τιμή	Σύνολο	
	$[n]$	$[\delta\rho\chi]$	$[\delta\rho\chi]$	
	56	1170/2	32,716	
Πλάκες Αγκύρωσης	Αριθμός	Τιμή	Σύνολο	
	$[n]$	$[\delta\rho\chi]$	$[\delta\rho\chi]$	
	56	5000	280,000	
Συνδετικά (μούφες)	Μήκος	Τιμή	Σύνολο	
	m	$[\delta\rho\chi / m]$	$[\delta\rho\chi]$	
	56	10400	582,400	
Γενικό Σύνολο			14,184,186	

ΔΑΠΕΔΟ						
	Διατομή	Συνολικό μήκος ράβδων	Εμβαδόν διατομής	Βάρος στο κυβικό	Βάρος ανα μέτρο	Βάρος
		m	[m ²]	[Kg/m ³]	[Kg/m]	[Kg]
Διαμήκης οπλισμός	Ø20	28900	3.14E-4	7850	2.465	71236
Πρόσθετος οπλισμός	Ø20	505	3.14E-4	7850	2.465	1244
					Σύνολο	72479
					Όγκος Σκυροδέματος	
					[m³]	
					1715	

ΠΡΟΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΟΣΤΟΥΣ ΓΙΑ ΤΟ ΔΑΠΕΔΟ			
Σκυρόδεμα	Όγκος	Τιμή	Σύνολο
	$[m^3]$	$[\delta\rho\chi / m^3]$	$[\delta\rho\chi]$
	1715	25000	42,890,620
Χάλυβας S500	Βάρος	Τιμή	Σύνολο
	$[Kg]$	$[\delta\rho\chi / Kg]$	$[\delta\rho\chi]$
	72,479	120	9,422,290
Αγκύρια	Αριθμός	Τιμή	Σύνολο
	$[n]$	$[\delta\rho\chi]$	$[\delta\rho\chi]$
	175	1170	204,750
Πλάκες αγκύρωσης	Αριθμός	Τιμή	Σύνολο
	$[n]$	$[\delta\rho\chi]$	$[\delta\rho\chi]$
	175	5000	875,000
Συνδετικά (μούφες)	Αριθμός	Τιμή	Σύνολο
	$[n]$	$[\delta\rho\chi]$	$[\delta\rho\chi]$
	175	10400	1,820,000
Γενικό Σύνολο			56,212,660

ΠΡΟΫΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΟΣΤΟΥΣ ΓΙΑ ΤΗ ΔΙΑΤΑΞΗ ΤΩΝ ΣΥΜΠΑΓΩΝ ΤΟΙΧΩΝ		
	Σχέση σκυροδέματος-χάλυβα	Κόστος Υλικών
	$[Kg / m^3]$	$[\delta\rho\chi]$
Μεγάλος Τοίχος [T1]	160	22,939,315
Μικρός Τοίχος [T2]	188	17,350,733
Δάπεδο	42	56,212,660
	Σύνολο	96,502,708

ΠΡΟΫΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΟΣΤΟΥΣ ΓΙΑ ΤΗ ΔΙΑΤΑΞΗ ΤΩΝ ΚΥΨΕΛΩΤΩΝ ΤΟΙΧΩΝ		
	Σχέση σκυροδέματος-χάλυβα	Κόστος Υλικών
	$[Kg / m^3]$	$[\delta\rho\chi]$
Μεγάλος Τοίχος [T1]	202	21,785,786
Μικρός Τοίχος [T2]	216	14,184,186
Δάπεδο	42	56,212,660
	Σύνολο	92,182,632

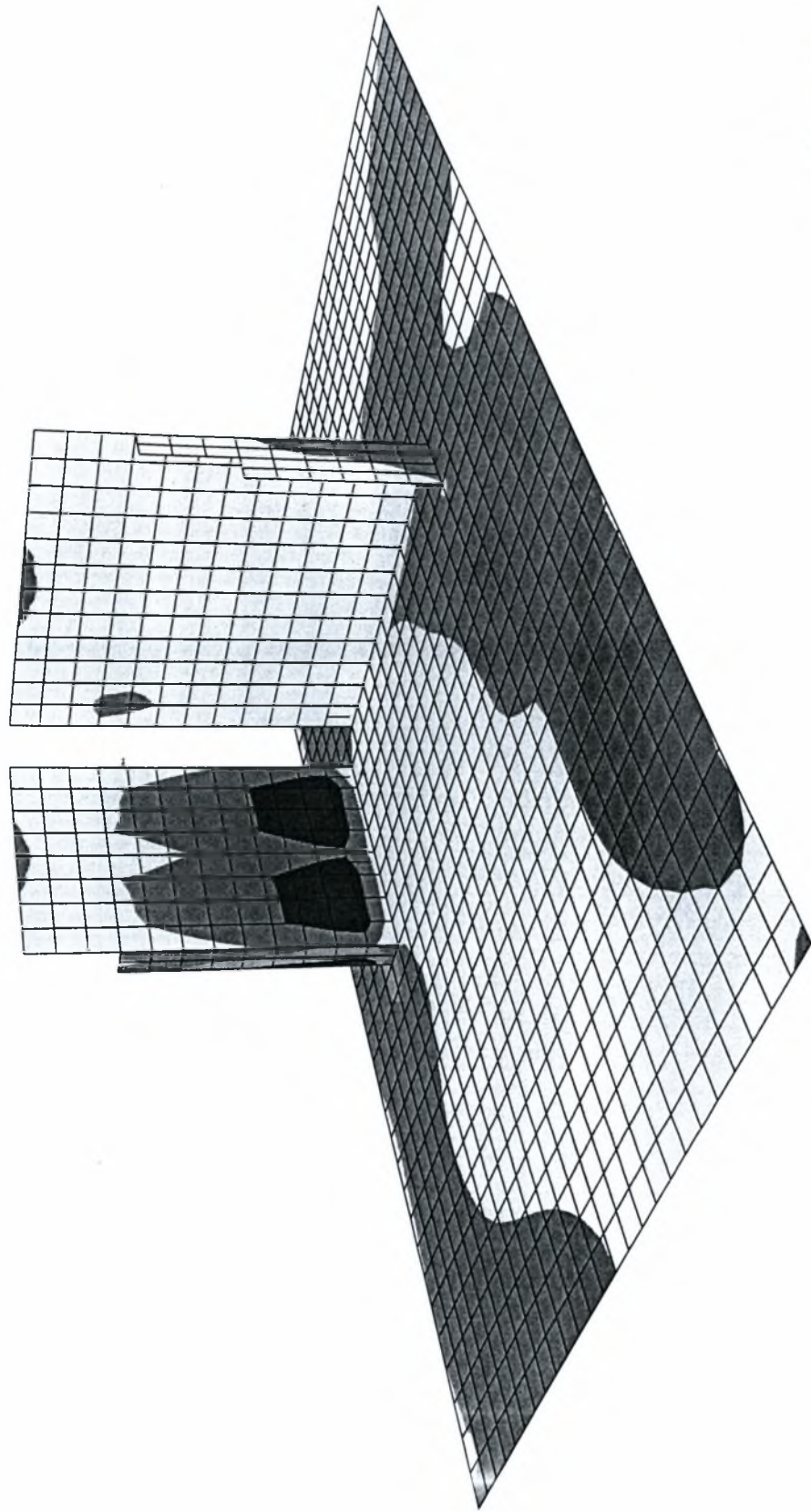
Βιβλιογραφία

- [1] *Κανονισμός οπλισμένου σκυροδέματος.*
- [2] Μιχαήλ Φαρδής. *Προεντεταμένο σκυρόδεμα.*
- [3] Πανεπιστημιακές παραδόσεις Α.Π.Θ. (Γ. Πενέλης, Χ. Στυλιανίδης, Α. Κάππος, Χ. Ιγνατιάδης). *Κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα.*
- [4] *Νέος ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός.*
- [5] Ε. Μπούσιας. *Ειδικά θέματα οπλισμένου σκυροδέματος.*
- [6] Mark D. Rockoff. Thesis: *The Preliminary Design of a Strong Wall For Structural Testing.*
- [7] Brian P. Thornton. Thesis: *The Preliminary Design of a Strong Floor for Structural Testing.*
- [8] Φ. Περδικάρης. *Παραδόσεις μαθημάτων Προεντεταμένου σκυροδέματος.*
- [9] Φ. Περδικάρης. *Παραδόσεις μαθημάτων Οπλισμένου σκυροδέματος I & II.*
- [10] Τ. Μακάριος. *Παραδόσεις μαθημάτων Οπλισμένου σκυροδέματος I*
- [11] Μ. Μωρέττη. *Παραδόσεις μαθημάτων Οπλισμένου σκυροδέματος III*
- [12] (Gajanan M. Sabnis, Harry G. Harris, Richard N. White, M. Saeed Mirza): *Structural Modeling and Experimental Techniques*
- [13] Office for Official Publications of the European Communities: *Safety Technology Institute*

Παράρτημα

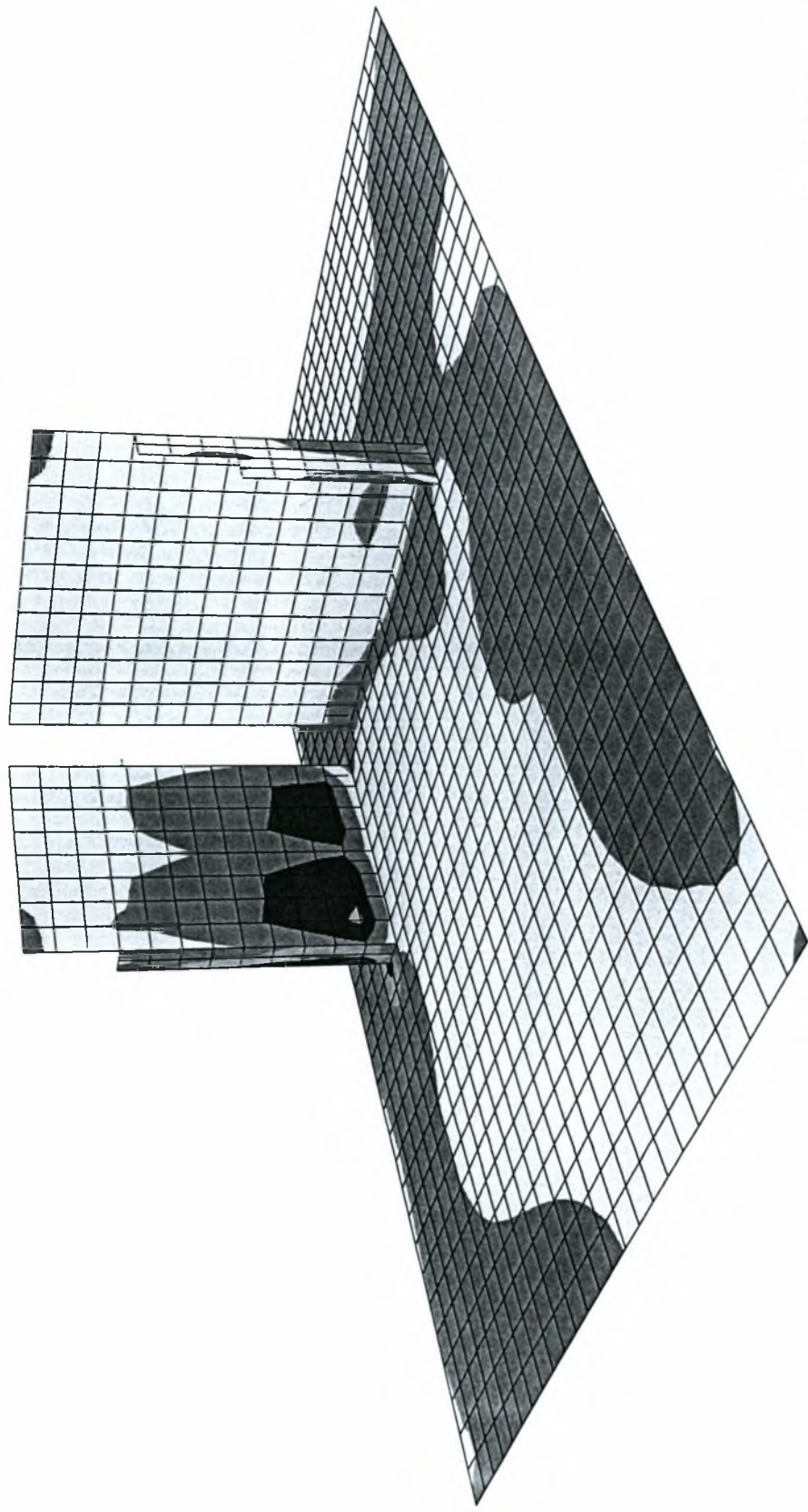
Ισοτασικά Διαγράμματα

A1] Διάταξη τοίχων με συμπαγή διατομή



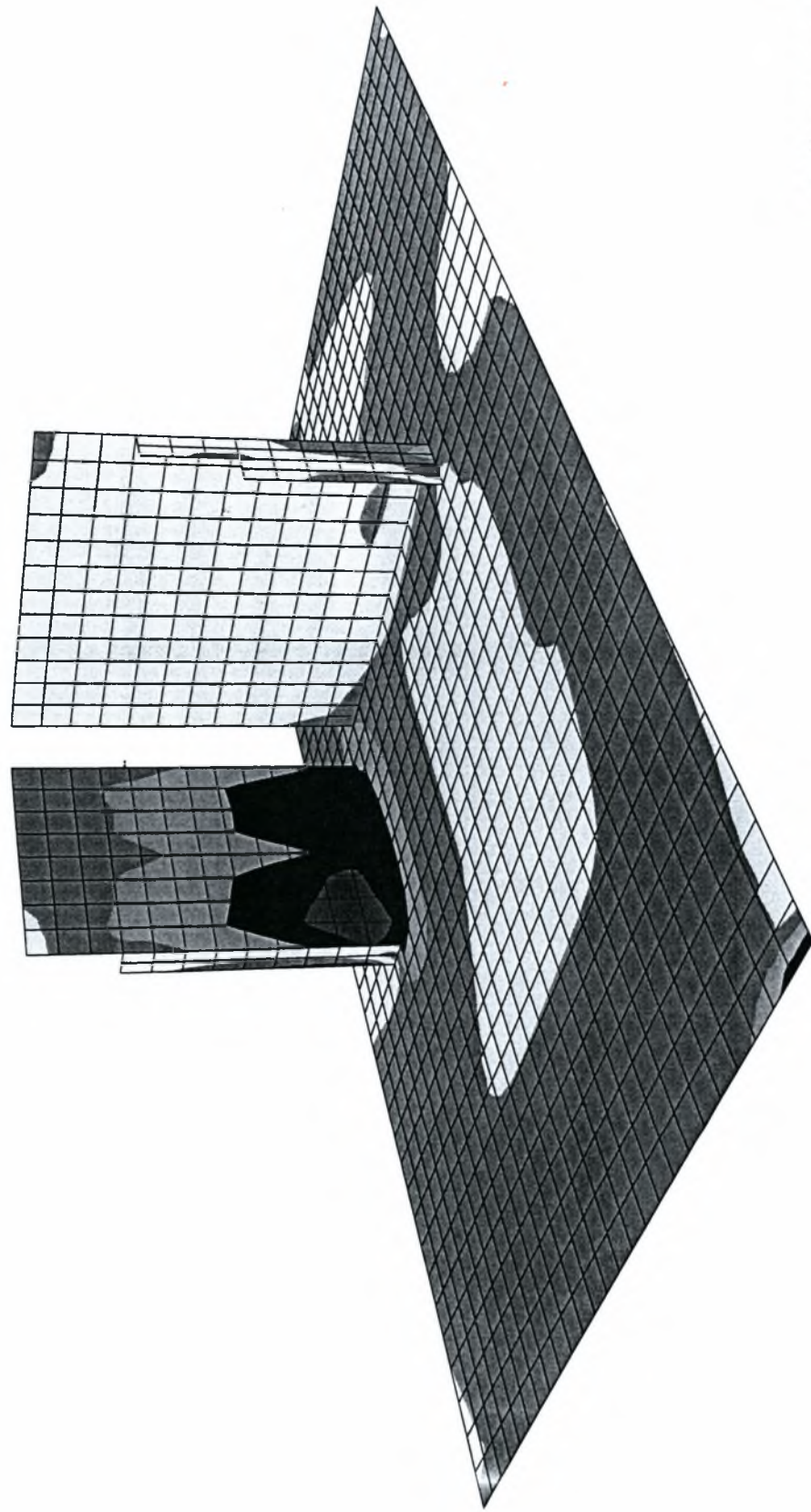
Φόρτιση 1





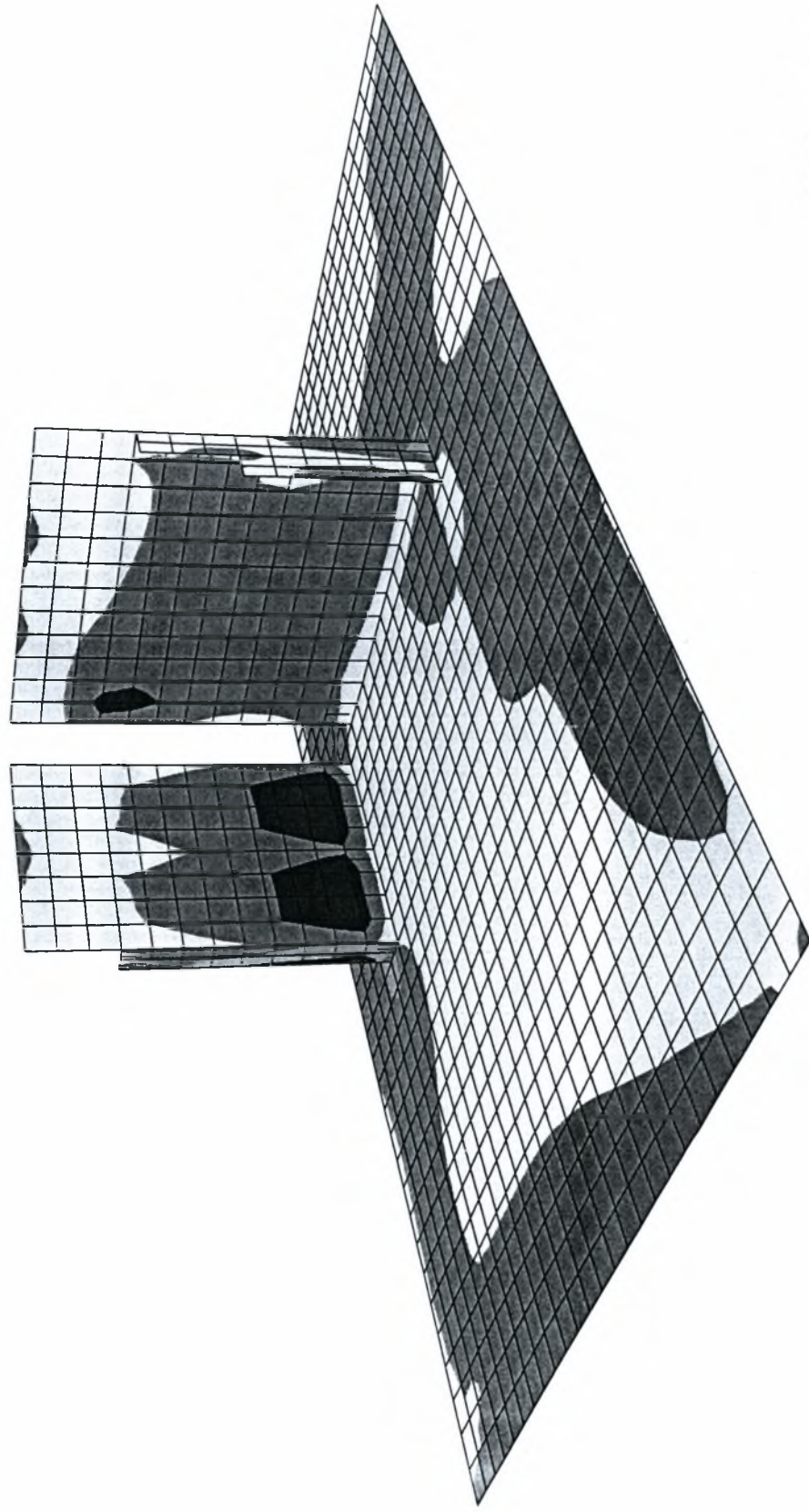
Φόρτιση 2





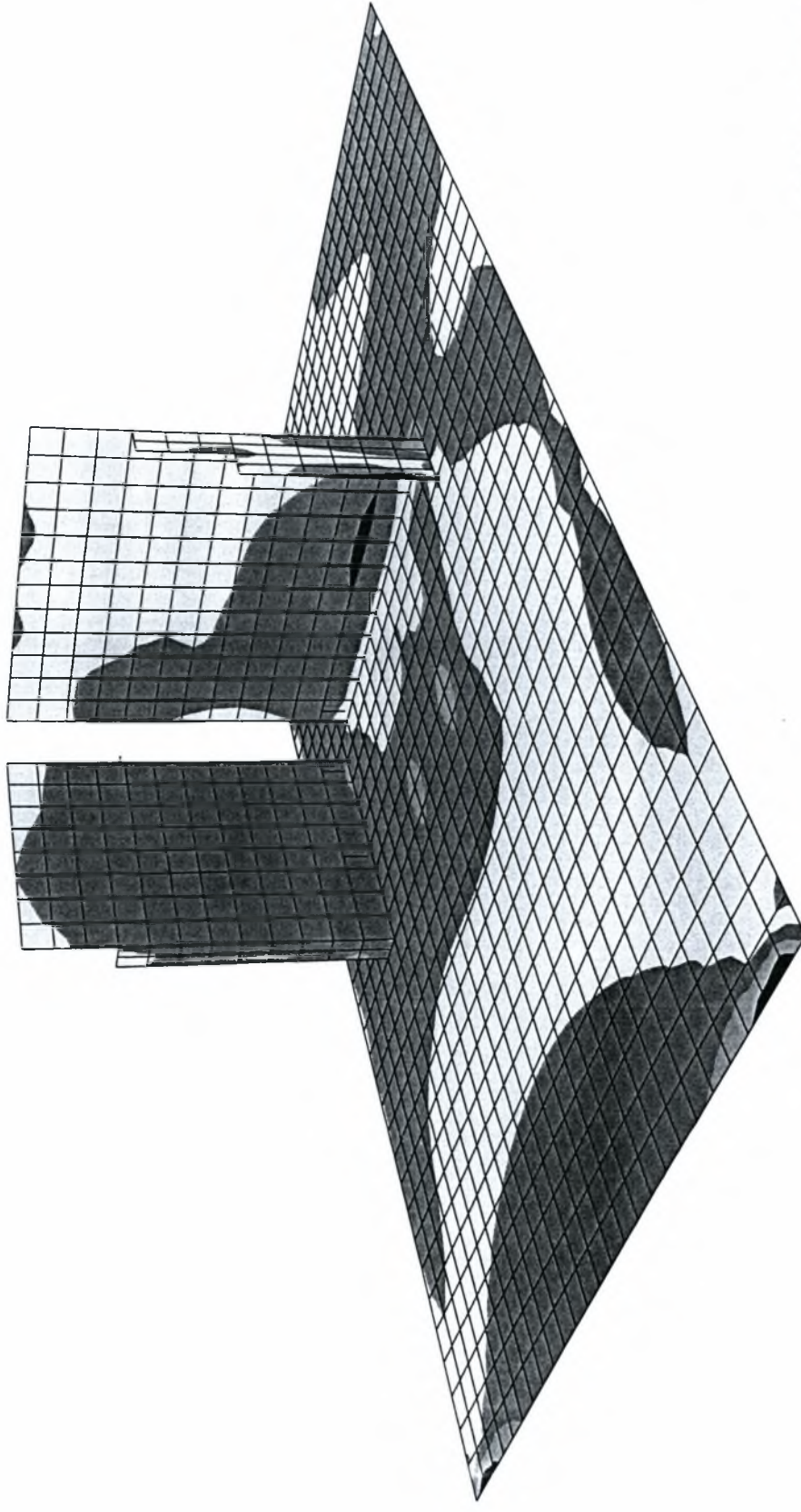
Φόρτιση 3





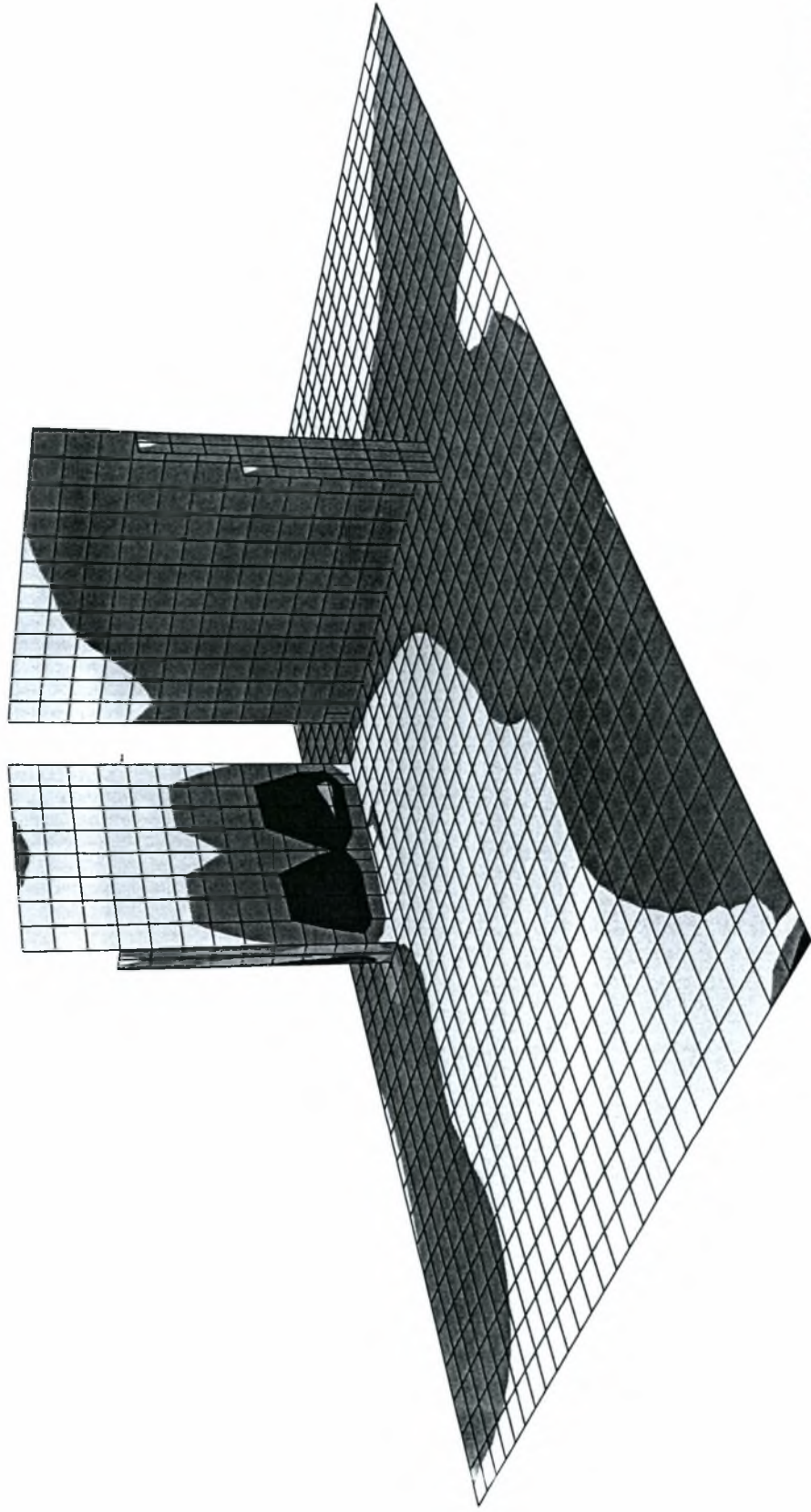
Φόρτιση 4





Φόρτιση 5

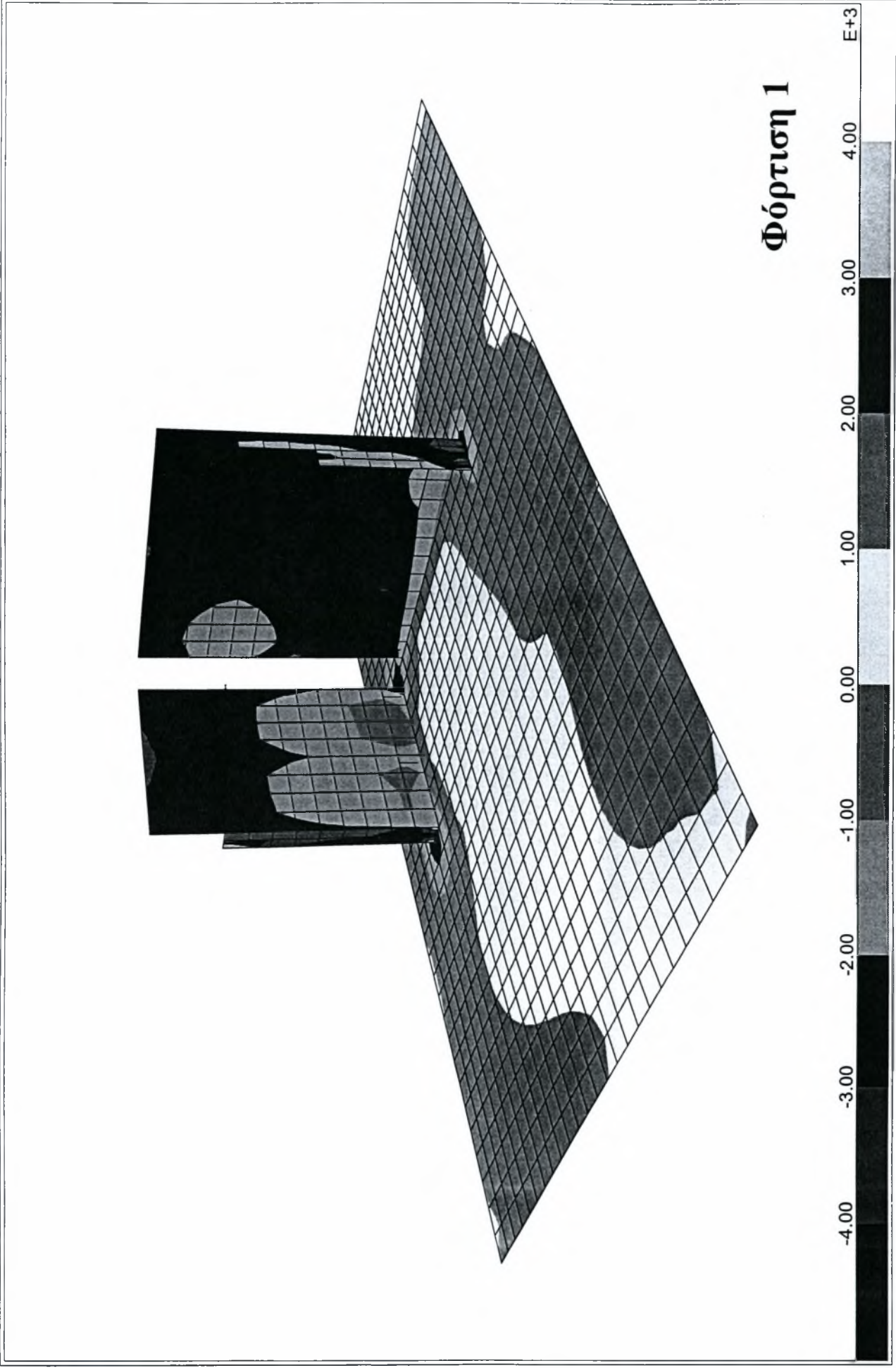


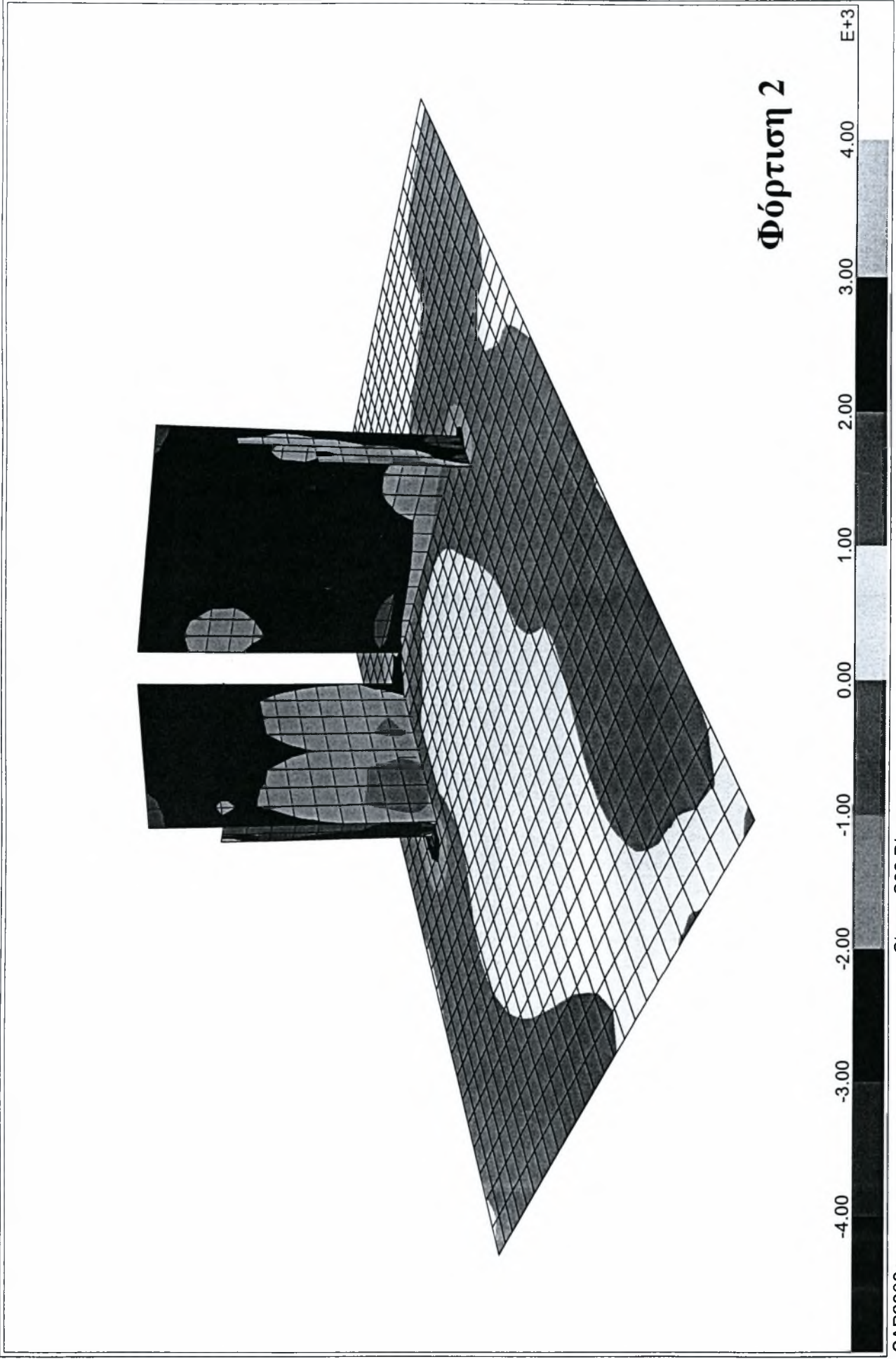


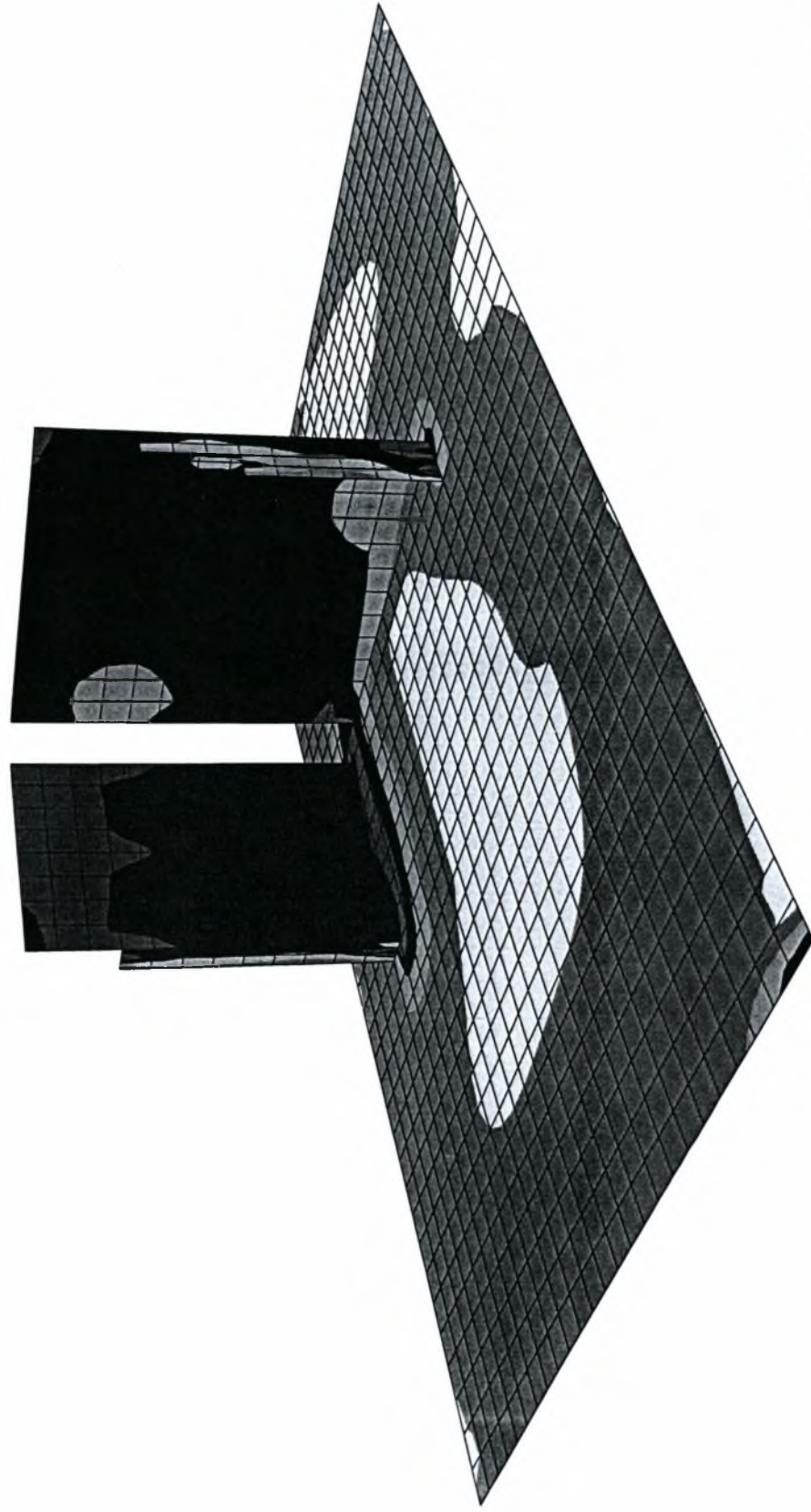
Φόρτιση δ



**A2] Διάταξη τοίχων με συμπαγή διατομή
προένταση**



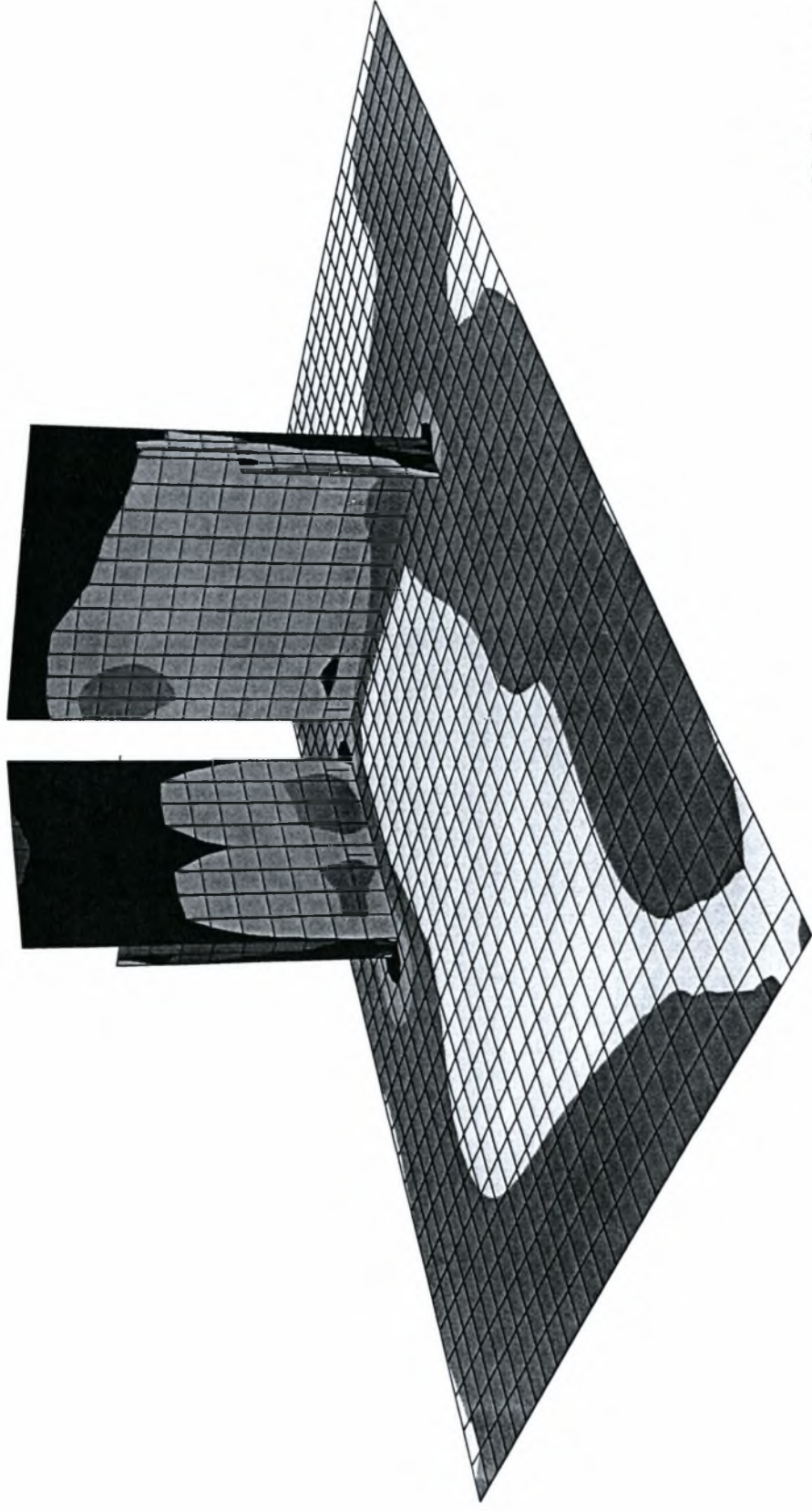




Φόρτιση 3

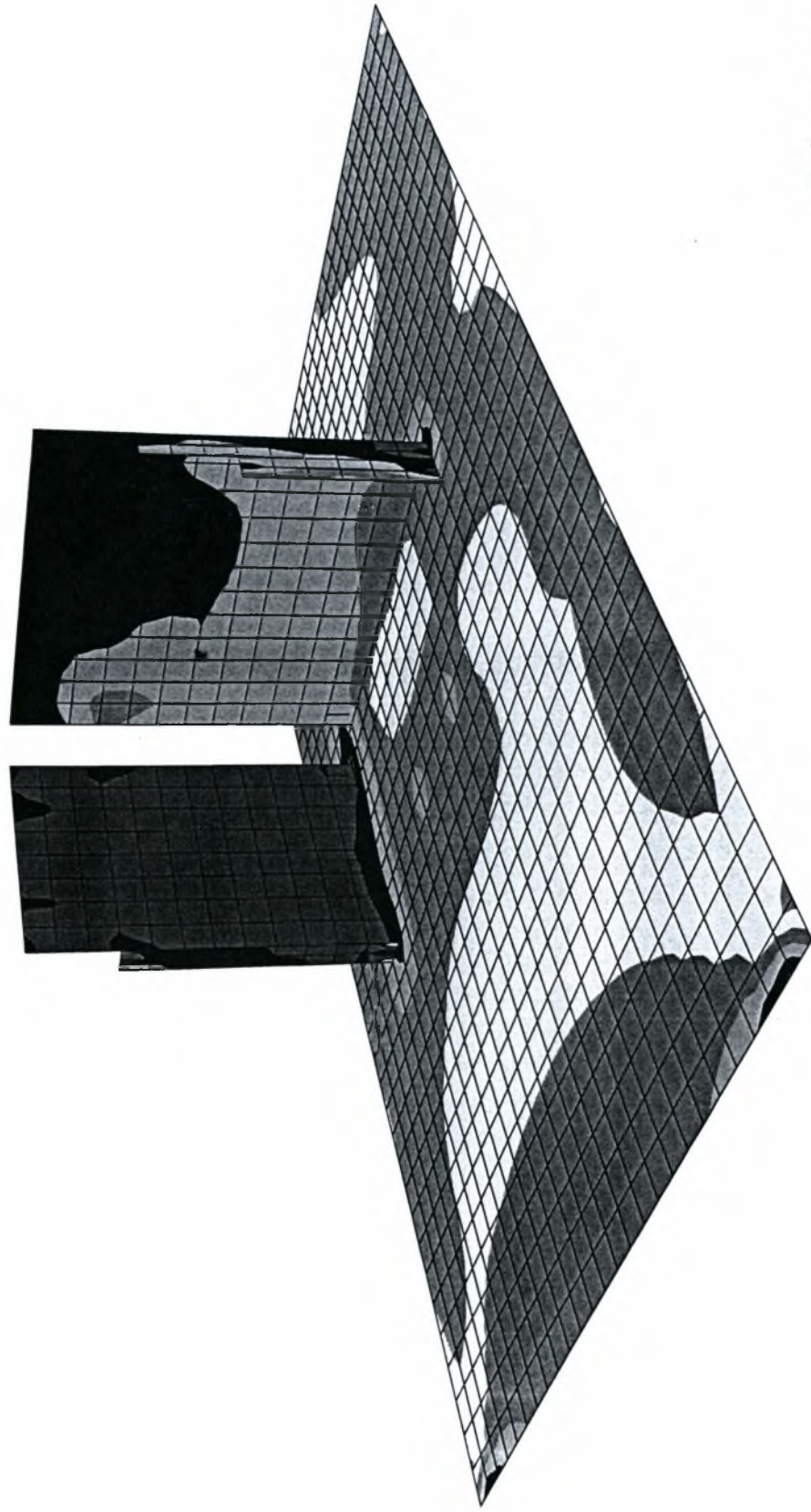


Stress S22 Diagram - KN-m Units



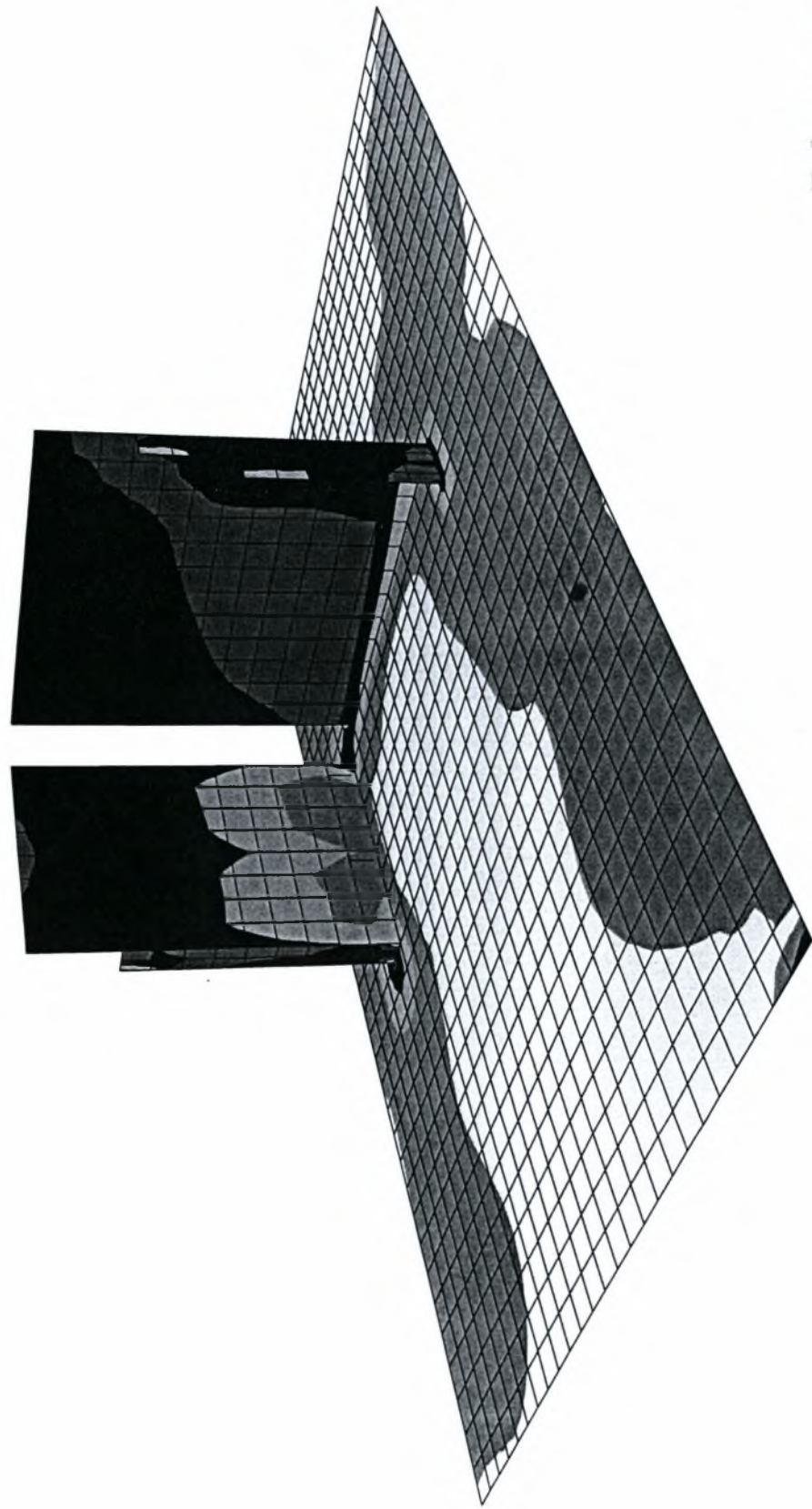
Φόρτιση 4





Φόρτιση 5

-4.00 -3.00 -2.00 -1.00 0.00 1.00 2.00 3.00 4.00 E+3



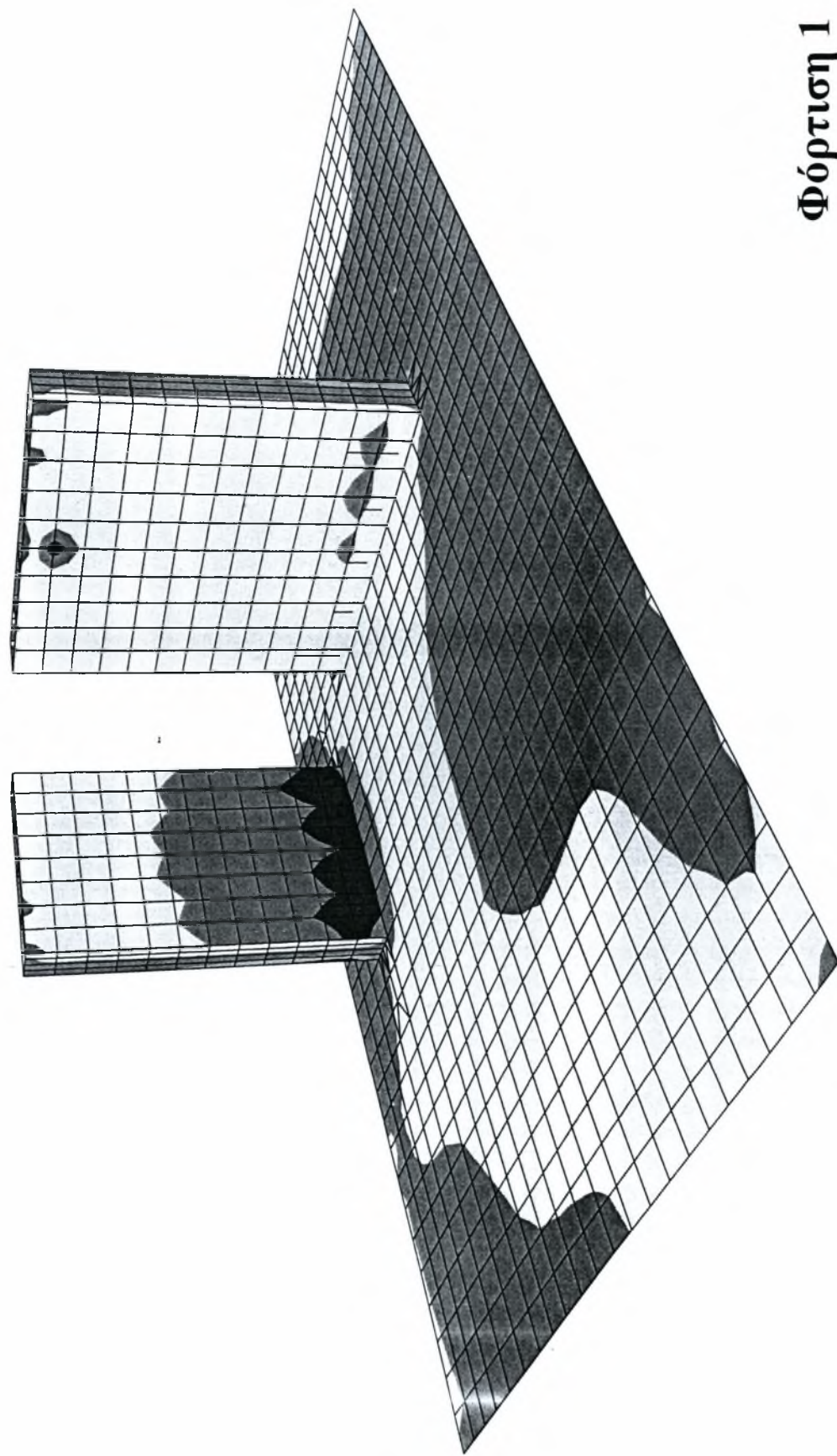
Φόρτιση 6



KN-m Units

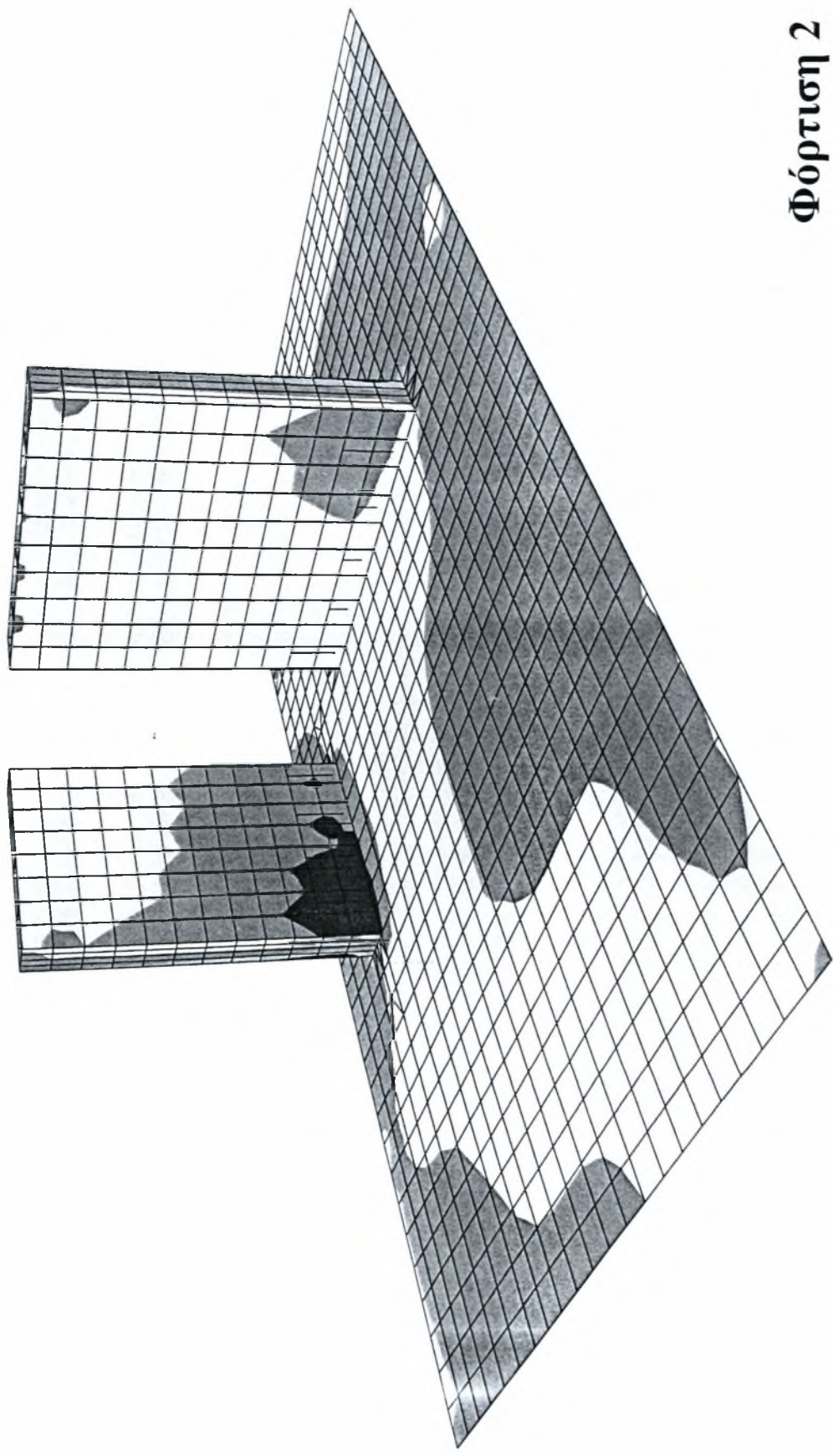
Stress S22 Diagram

B1] Διάταξη τοίχων με κυψελωτή διατομή



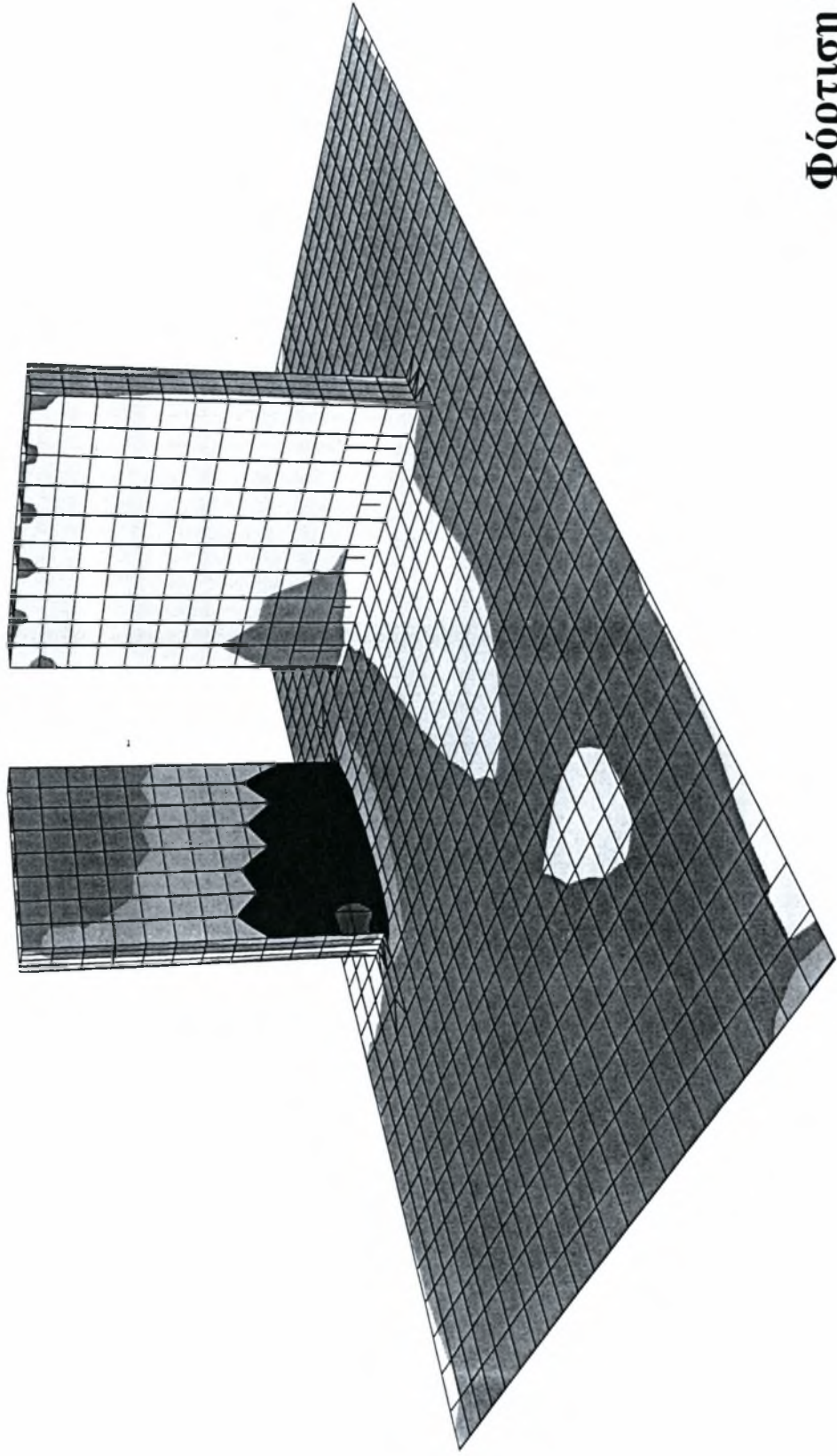
Φόρτιση 1

-4.00 -3.00 -2.00 -1.00 0.00 1.00 2.00 3.00 4.00 E+3



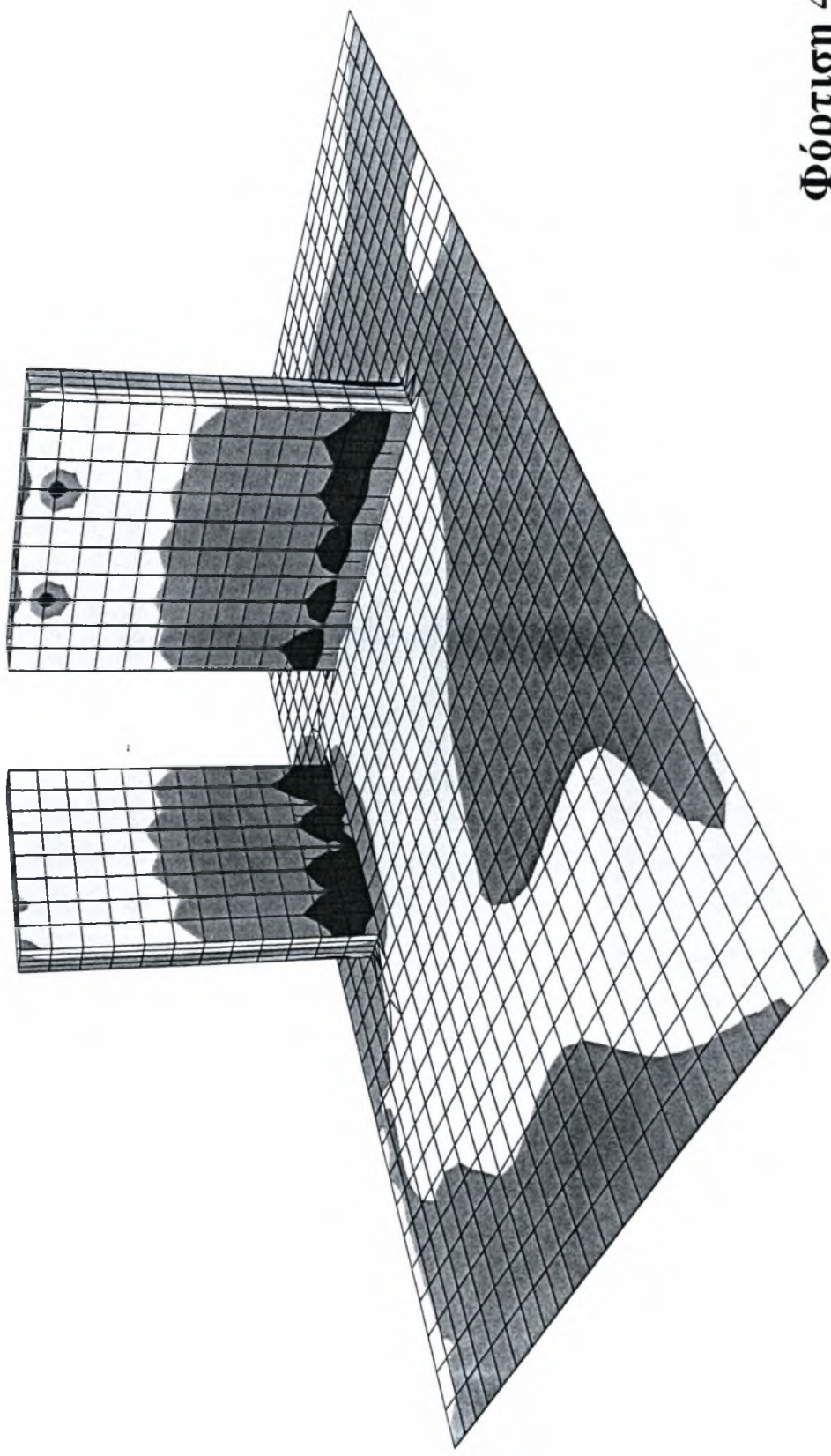
Φόρτιση 2





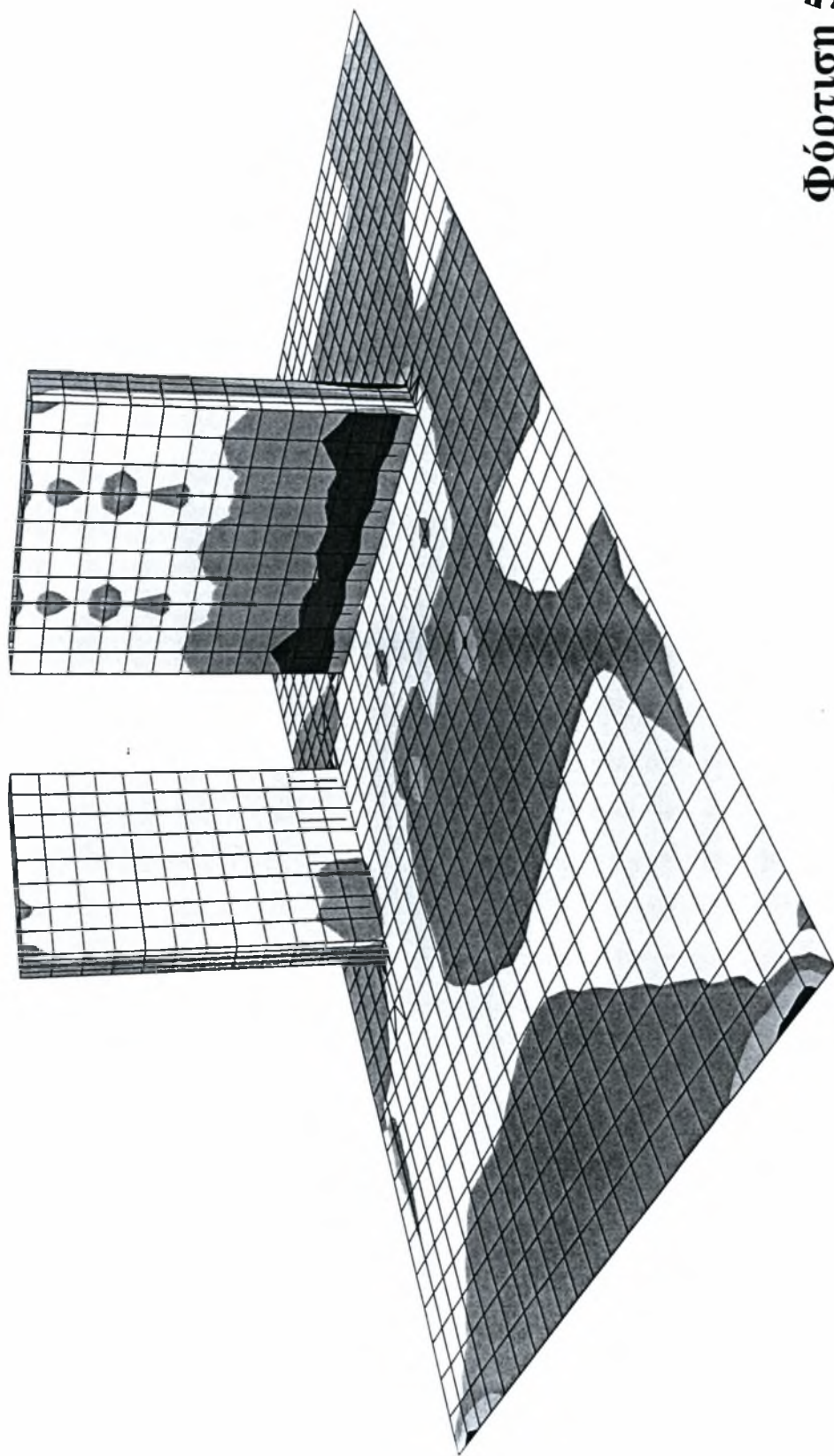
Φόρτιση 3





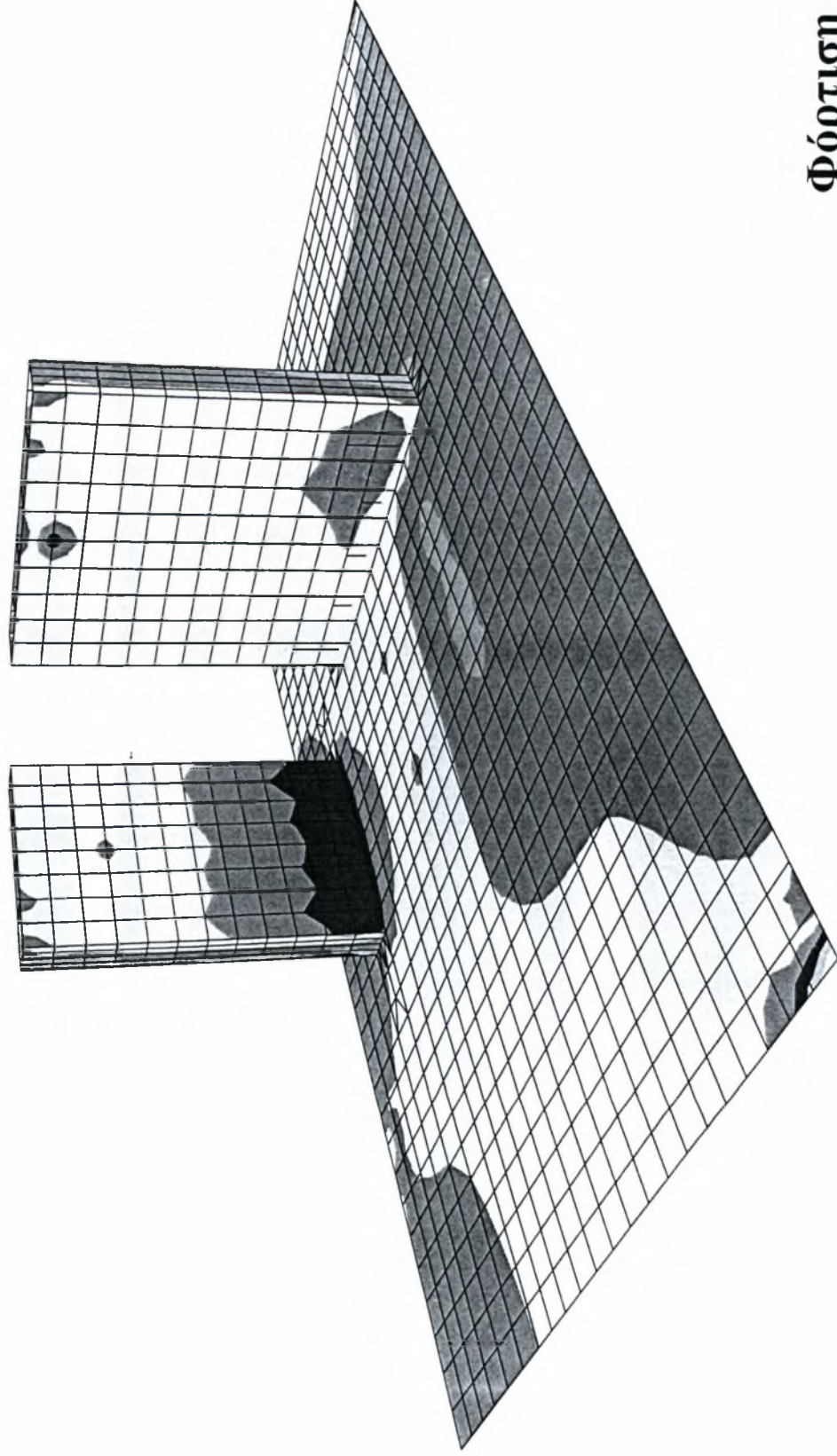
Φόρτιση 4





Φόρτιση 5

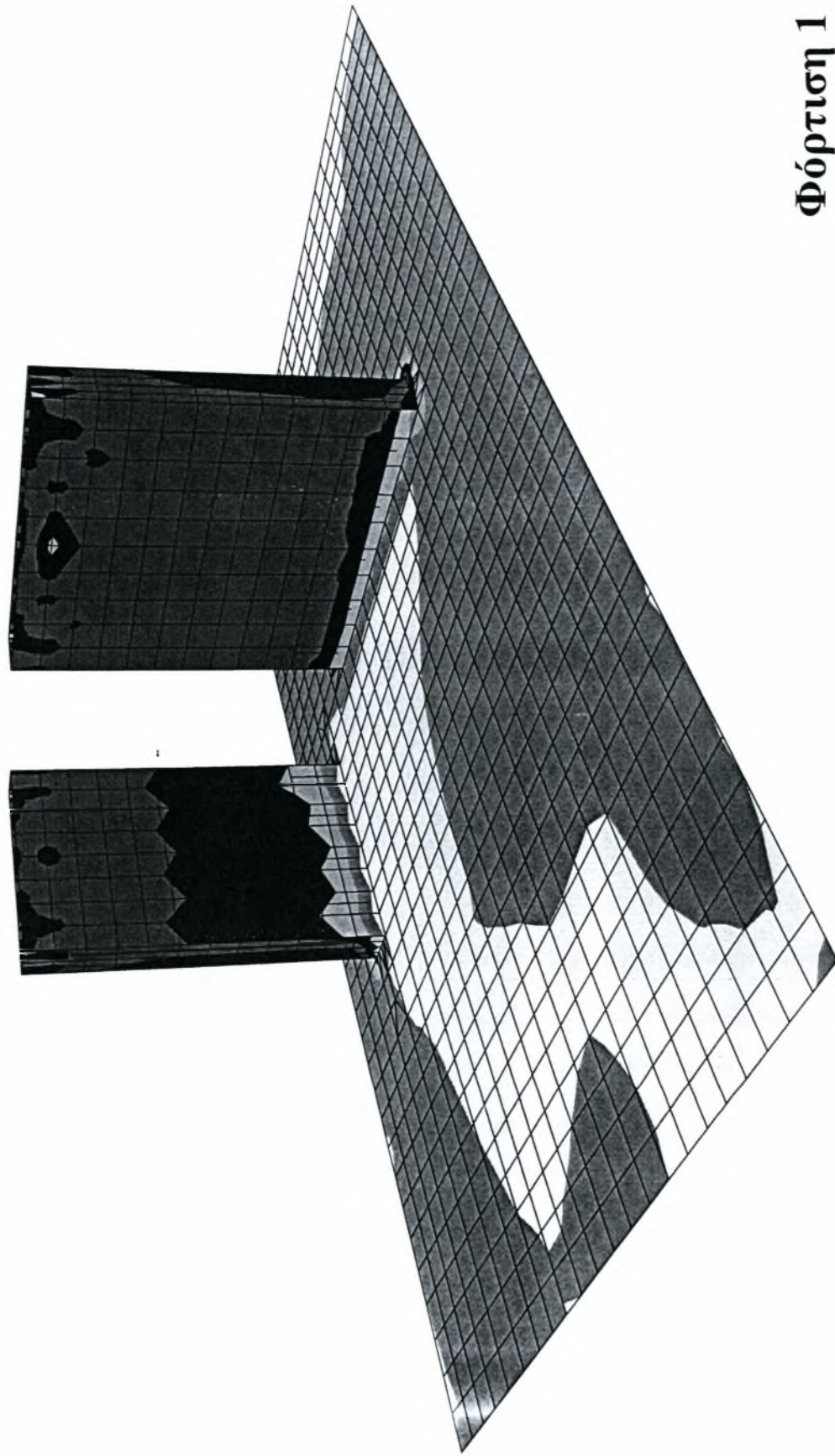




Φόρτιση δ

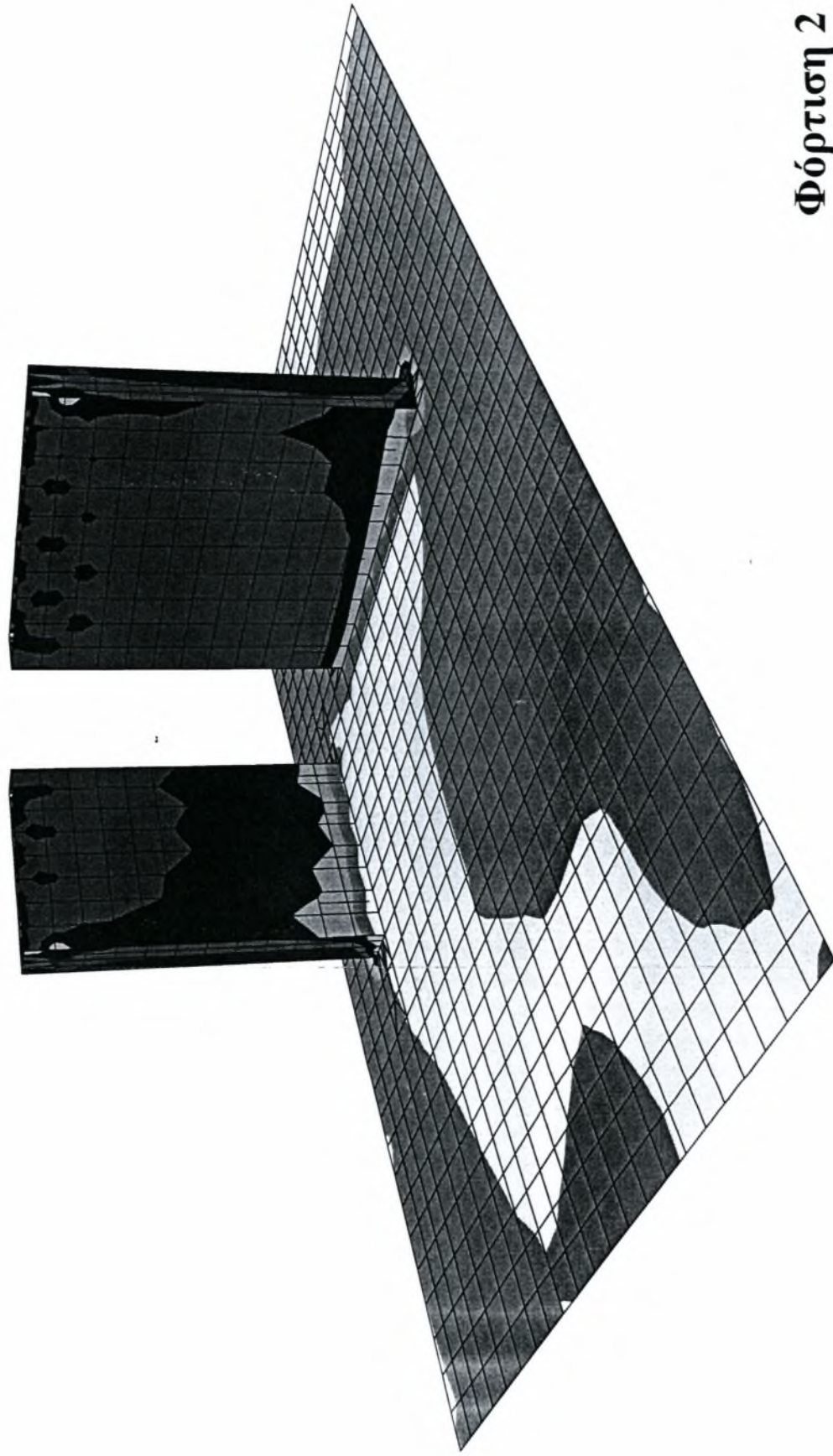


**B2] Διάταξη τοίχων με κυψελωτή διατομή
προένταση**



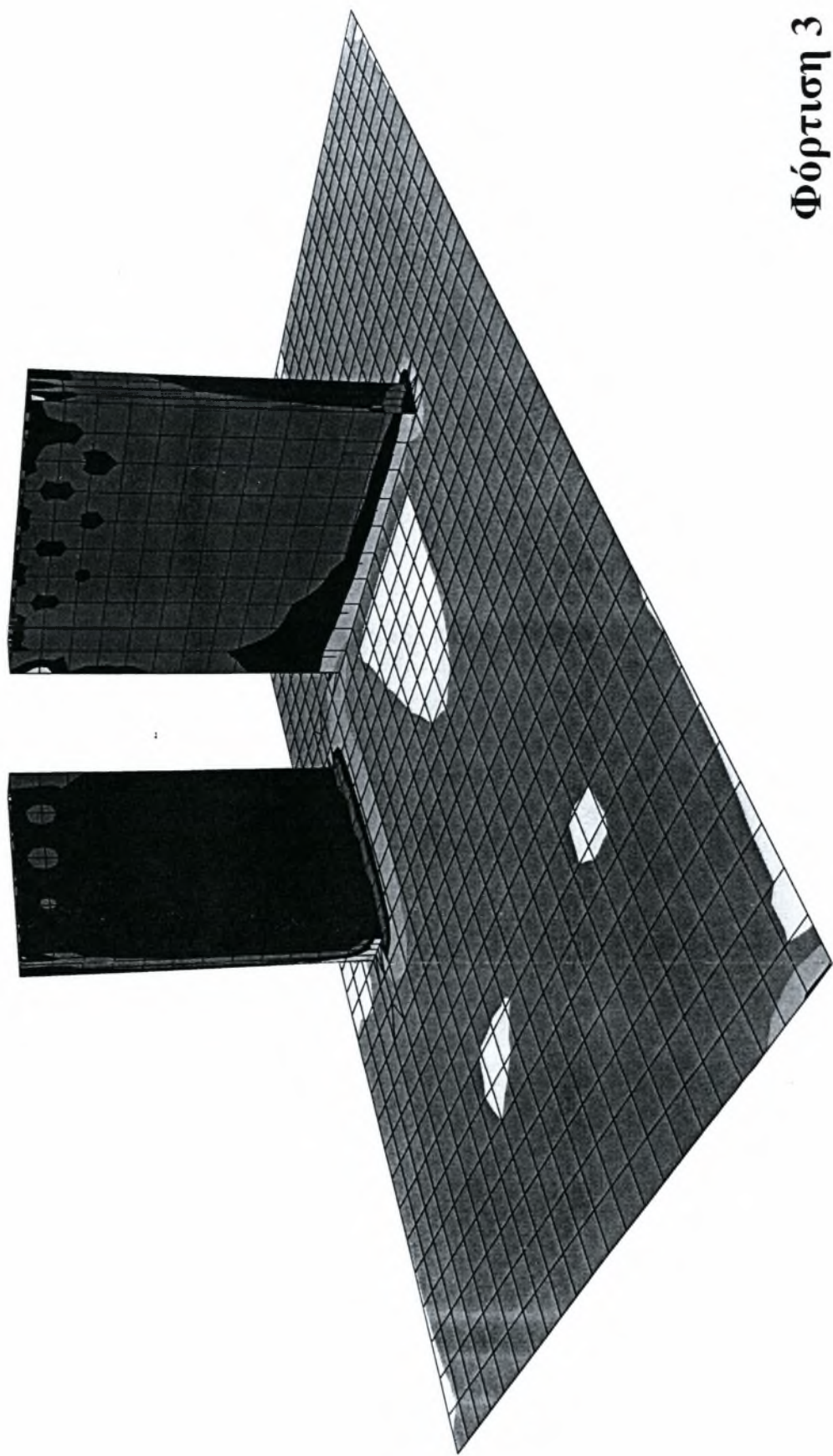
Φόρτιση 1





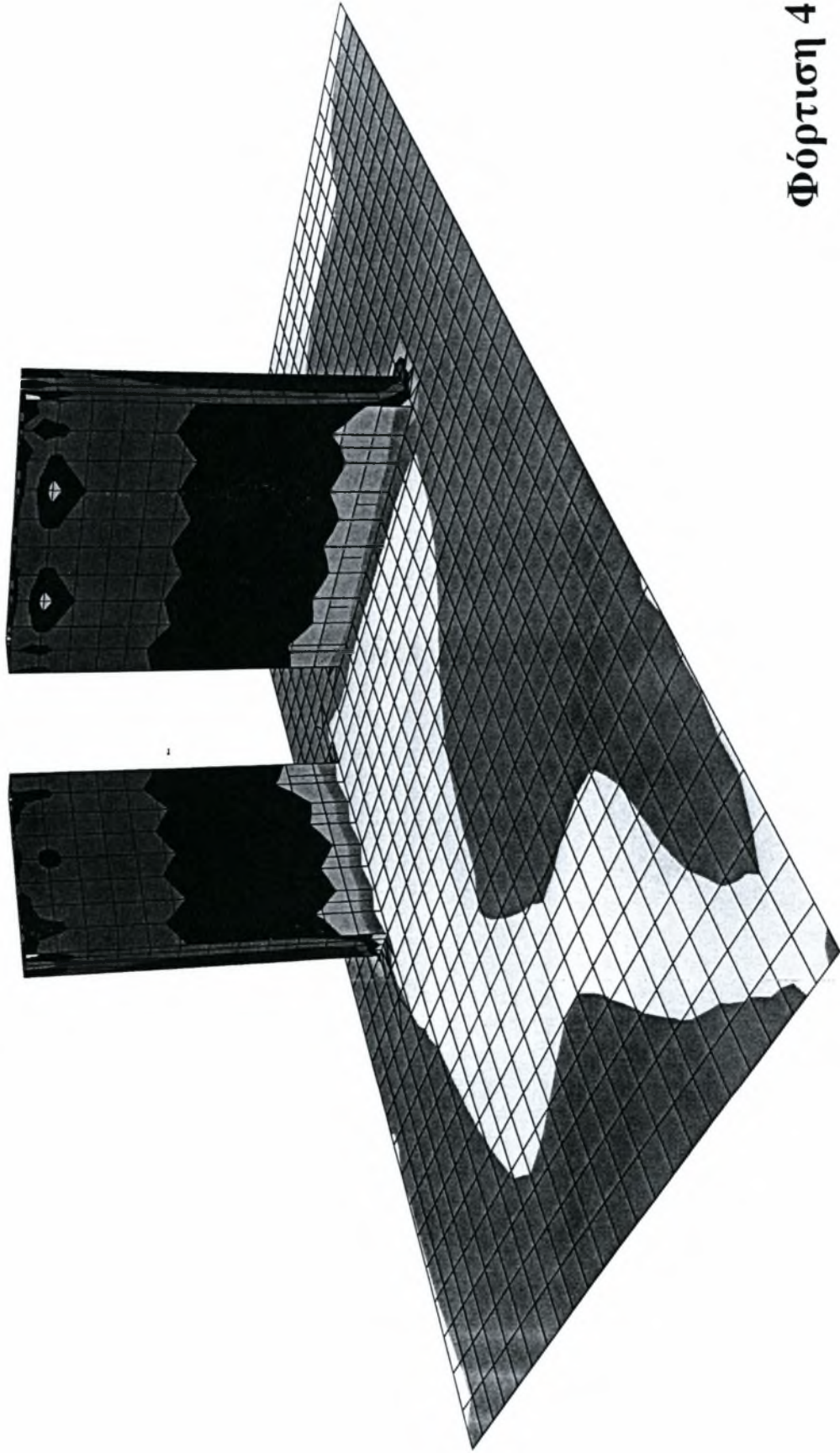
Φόρτιση 2





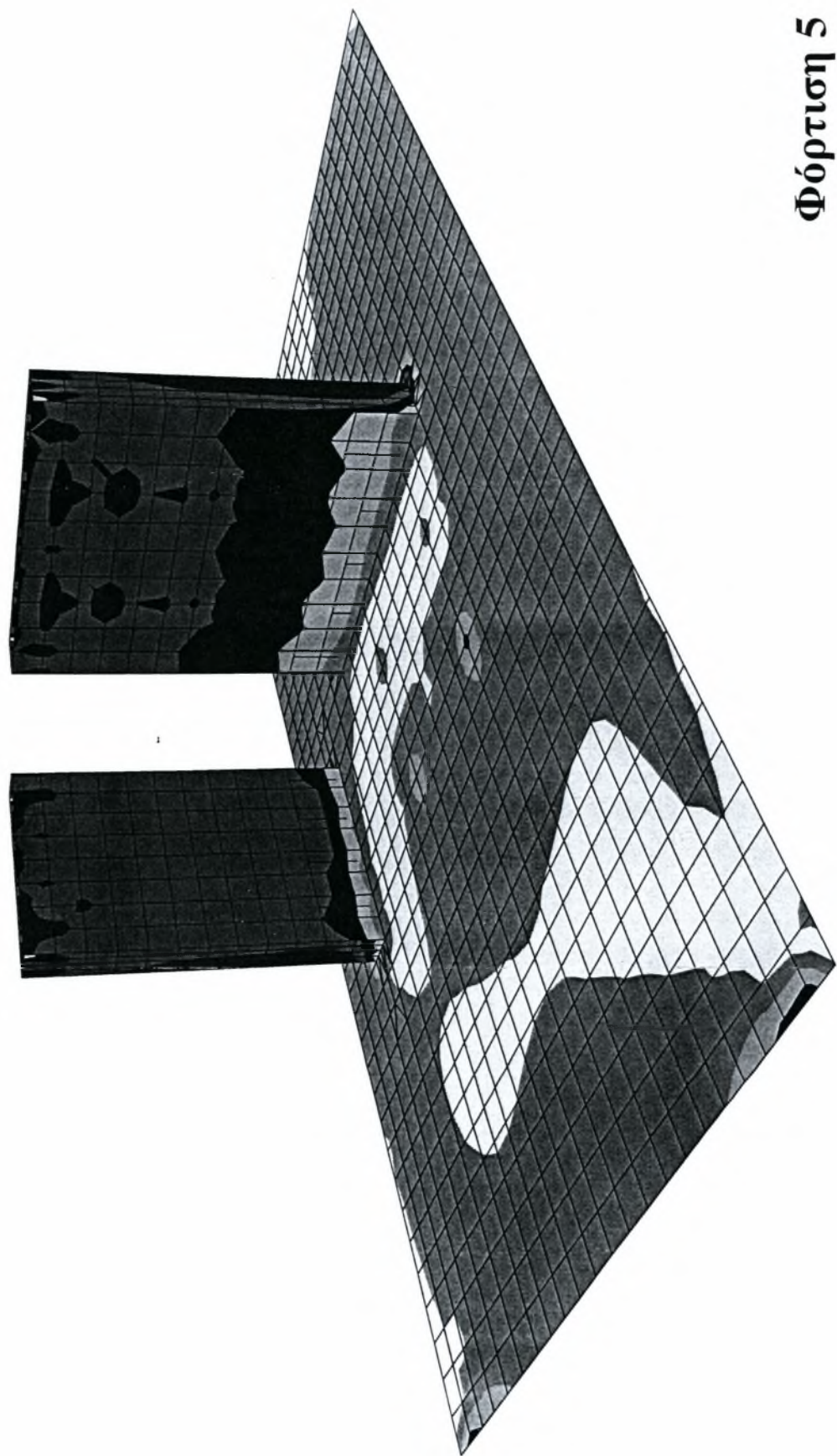
Φόρτιση 3





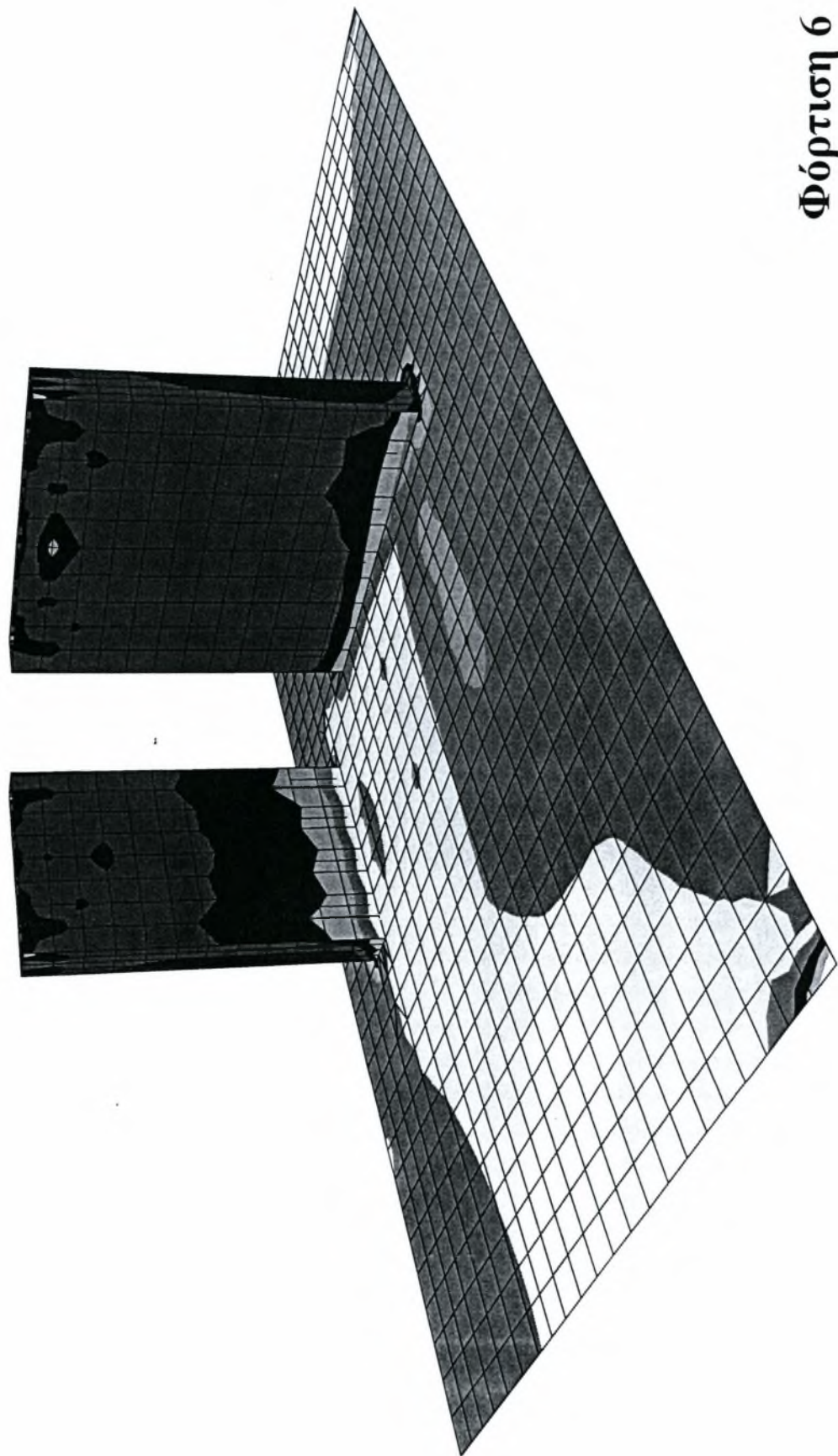
Φόρτιση 4





Φόρτιση 5

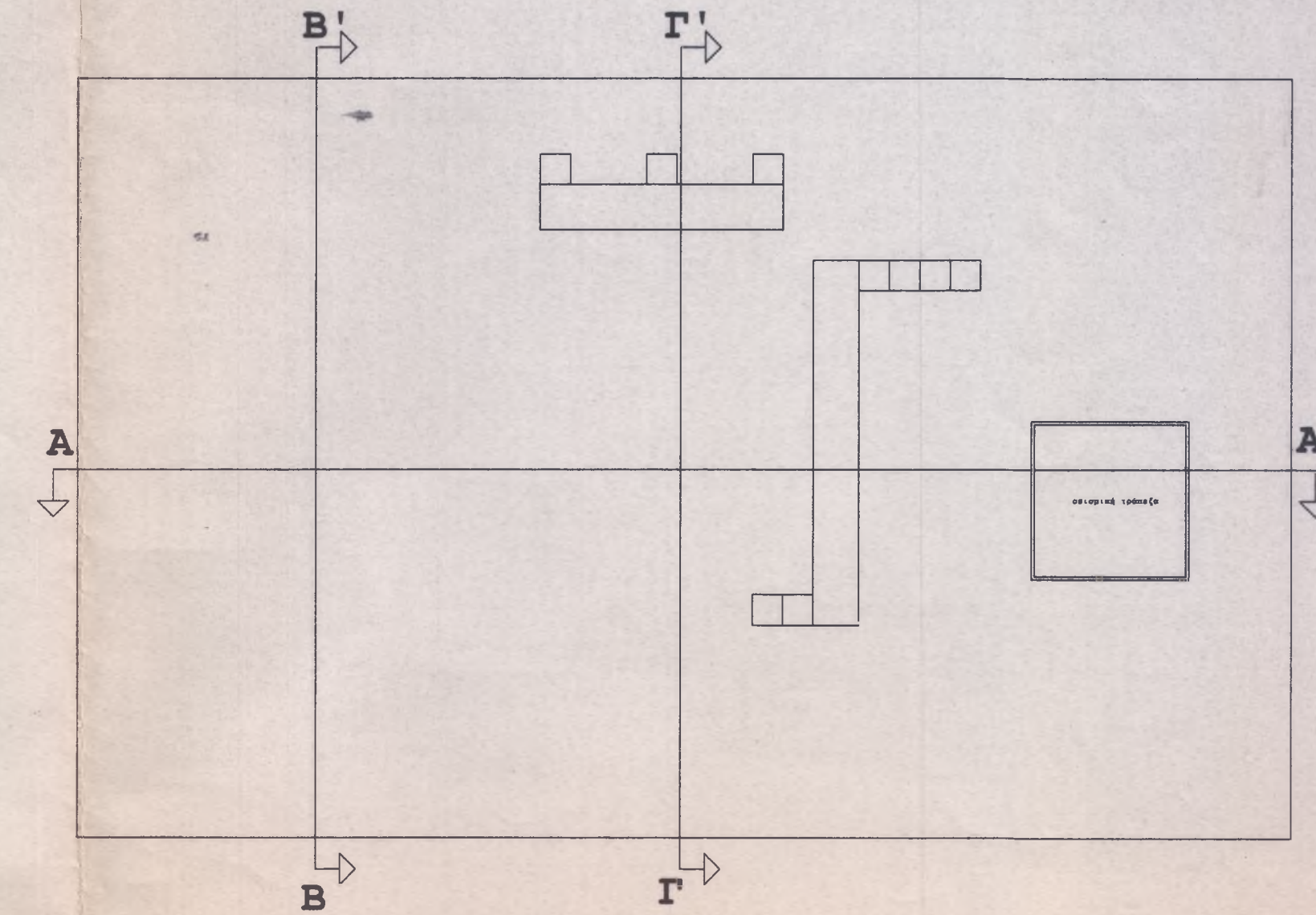
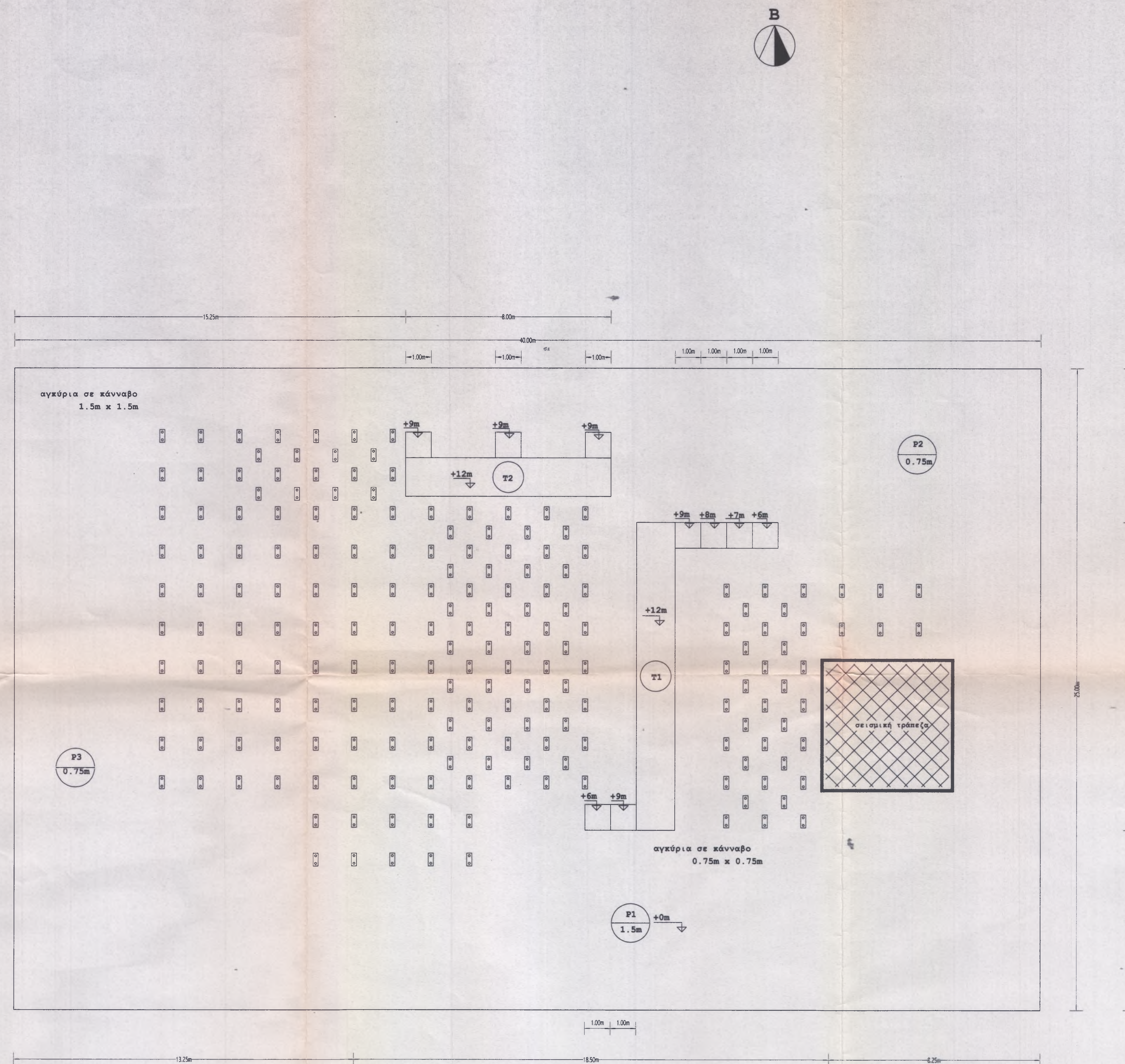




Φόρτιση 6



- 1] Αρχική δύναμη τενόντων: $P=800$ [kN]
- 2] Τένοντες DYWIDAG [St1080/1230]
- 3] Χαλυβας συνδετήρων και διαμήκων οπλισμών [S500]
- 4] Σκυρόδεμα [C30/37]



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΟΜΕΑΣ

ΕΡΓΟ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΙΣΧΥΡΟΥ ΔΑΠΕΔΟΥ ΚΑΙ ΥΨΗΛΟΥ ΤΟΙΧΟΥ ΓΙΑ
ΦΕΥΔΟΔΥΝΑΜΙΚΕΣ ΔΟΚΙΜΕΣ ΣΕ ΦΥΣΙΚΑ ΟΜΟΙΩΜΑΤΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ
ΜΕΓΑΛΗΣ ΚΛΙΜΑΚΑΣ

ΘΕΣΗ ΕΡΓΟΥ

ΠΕΔΙΟΝ ΑΡΕΩΣ - ΒΟΛΟΣ

ΜΕΛΕΤΗΤΕΣ

ΜΠΑΤΣΑΡΑΣ ΒΑΣΙΛΕΙΟΣ
ΧΑΪΔΑΣ ΣΤΑΜΑΤΗΣ

ΘΕΜΑ ΣΧΕΔΙΟΥ

ΚΑΤΩΦΗ ΔΙΑΤΑΞΗΣ ΤΟΙΧΩΝ
ΜΕ ΣΥΜΠΑΓΗ ΔΙΑΤΟΜΗ

ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ

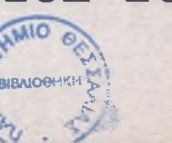
A1

ΚΛΙΜΑΚΑ

1:100

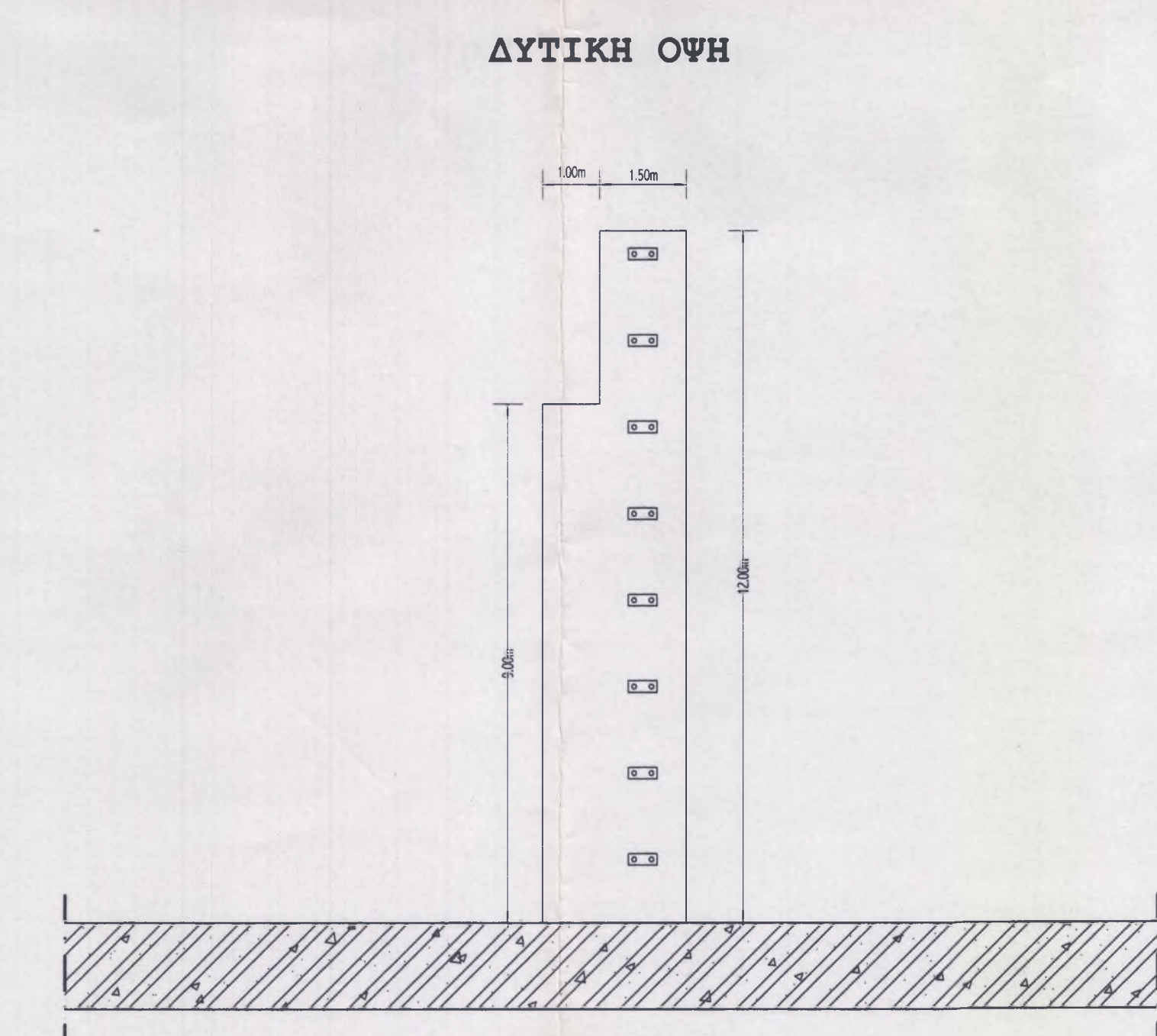
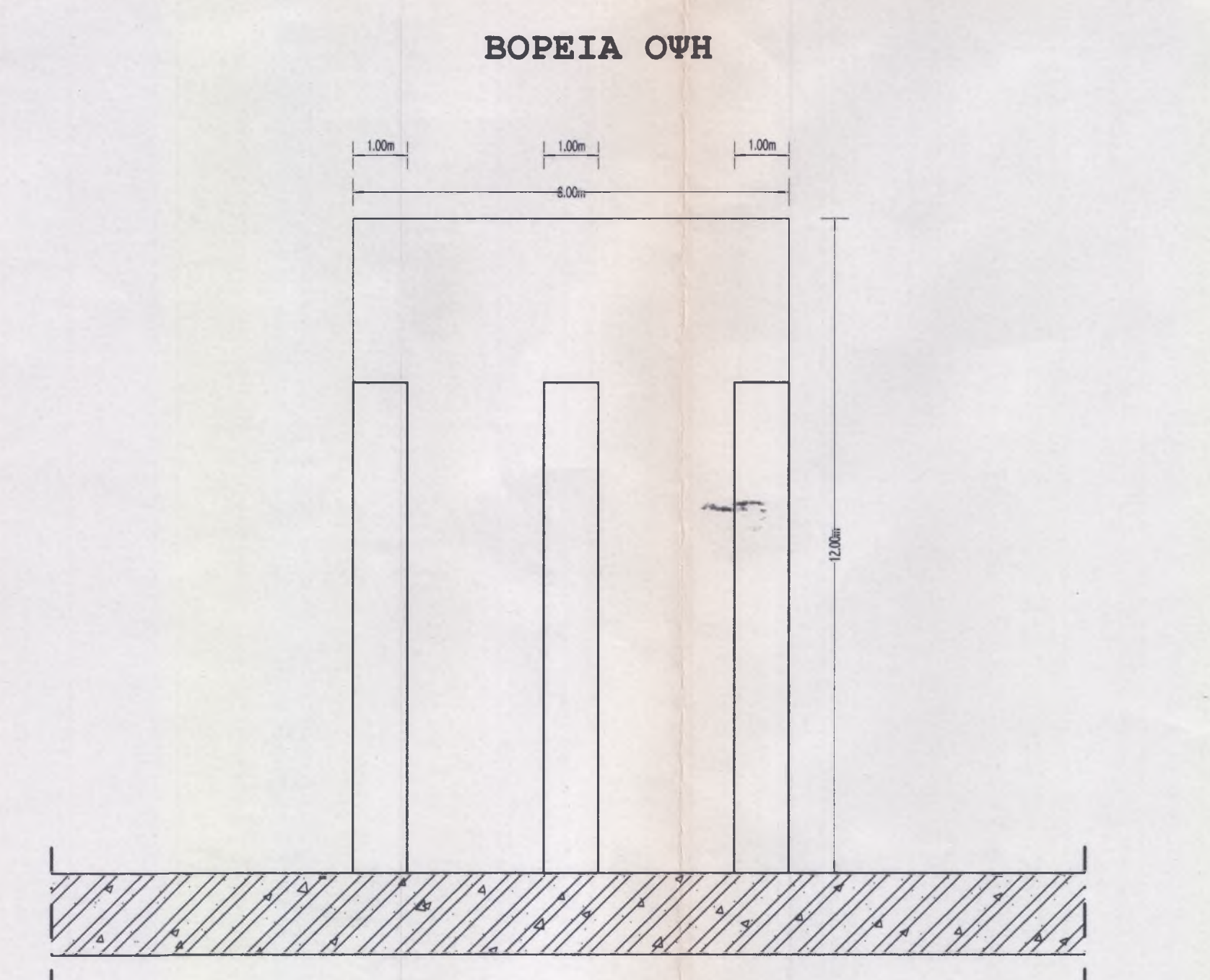
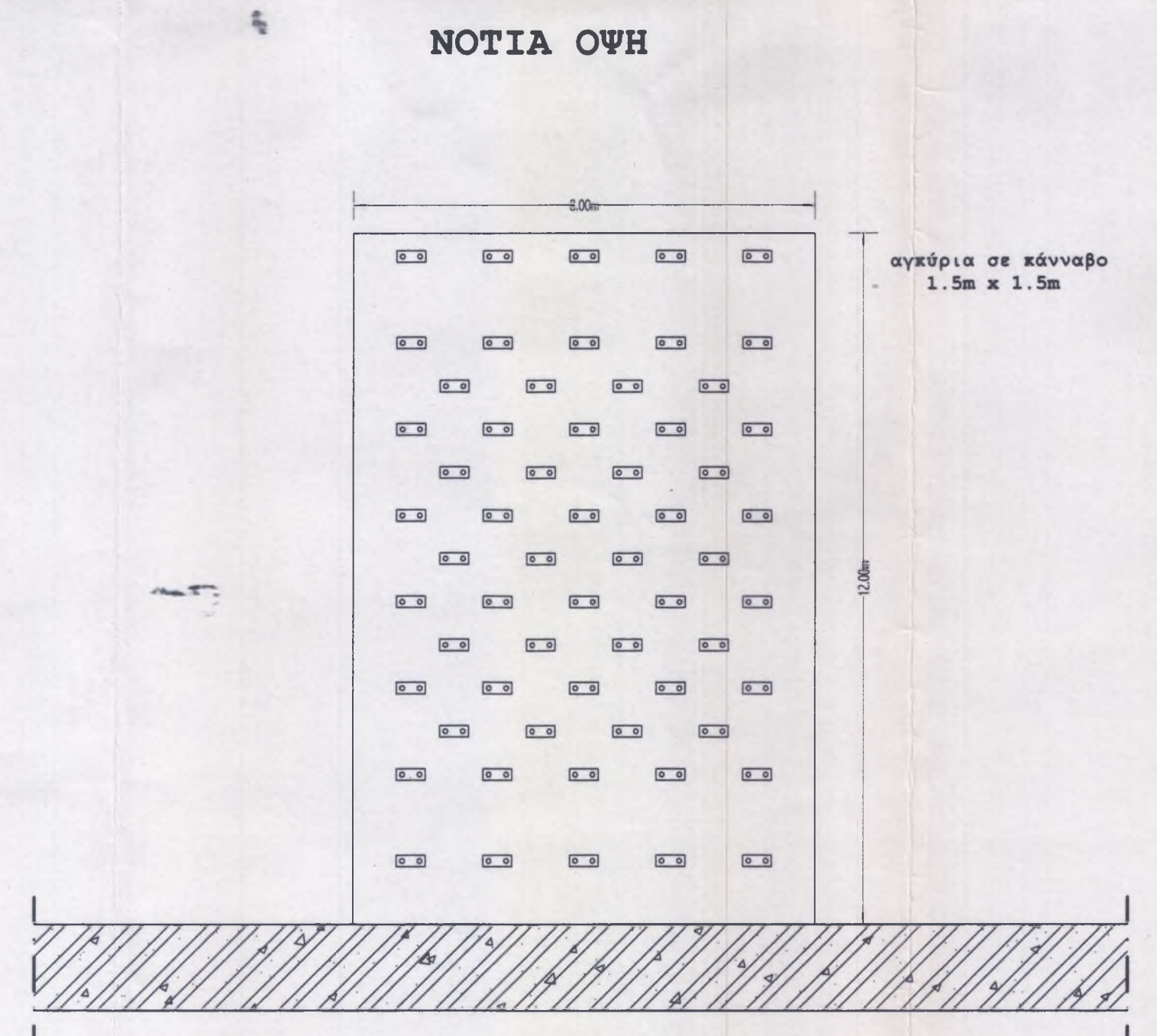
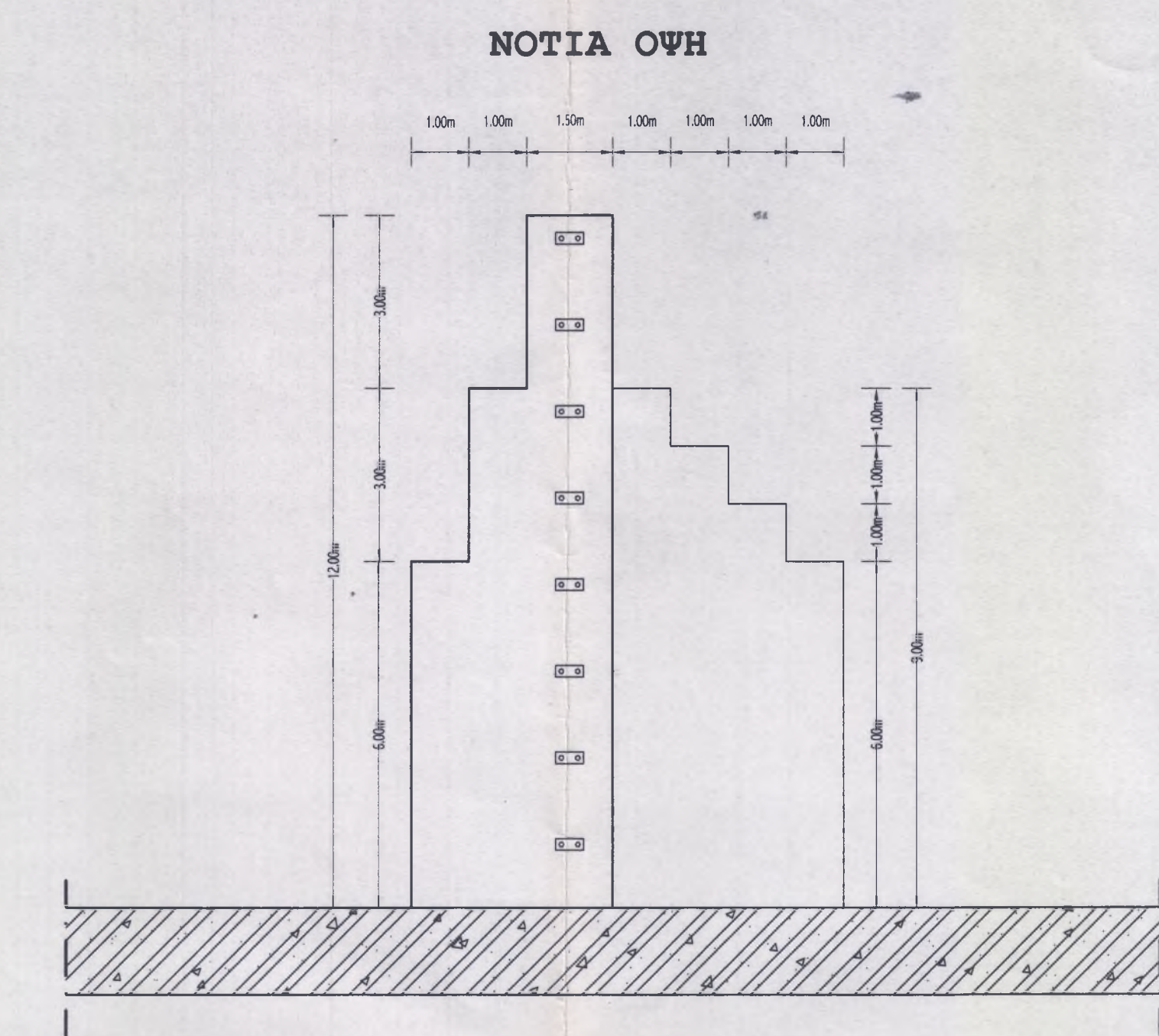
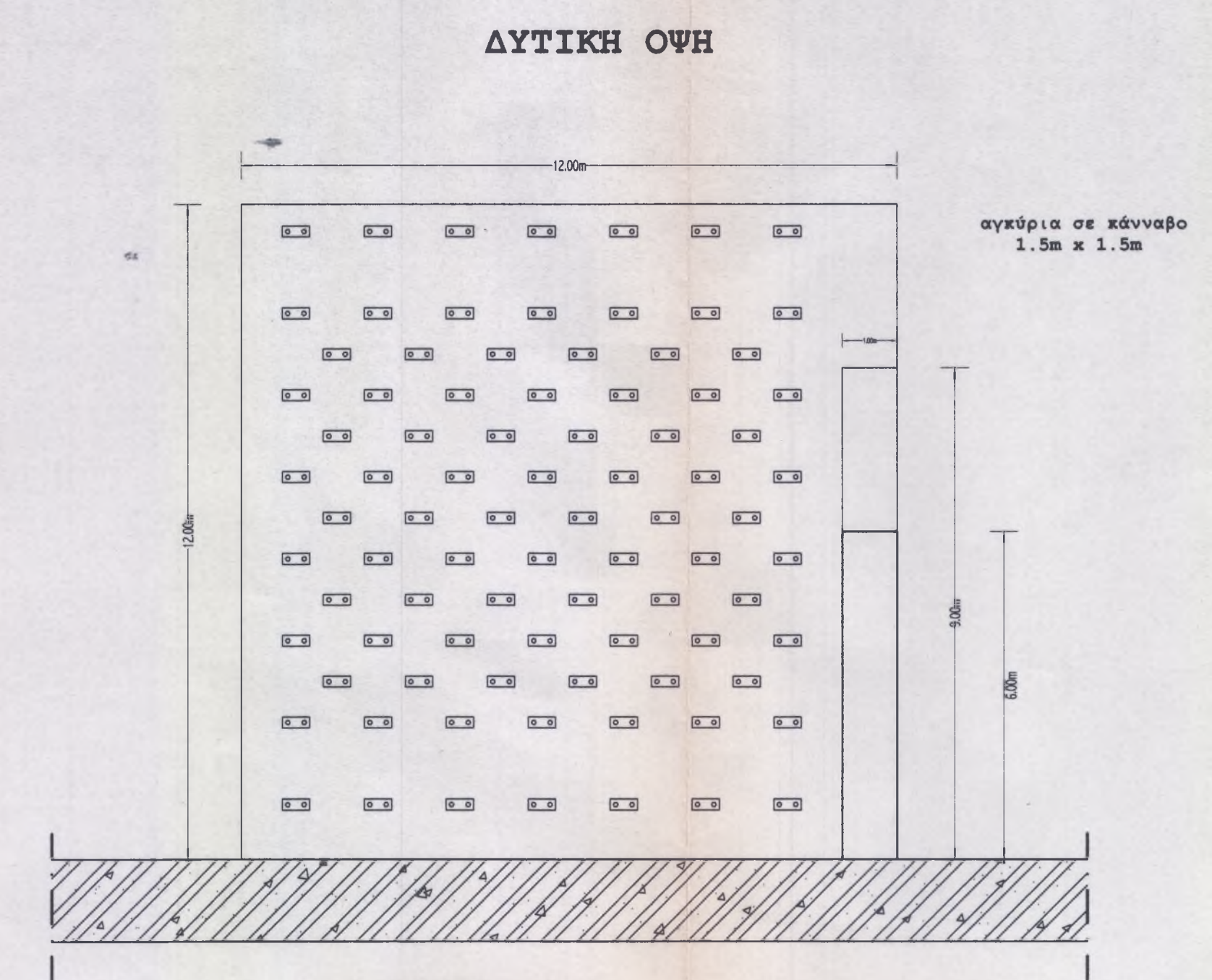
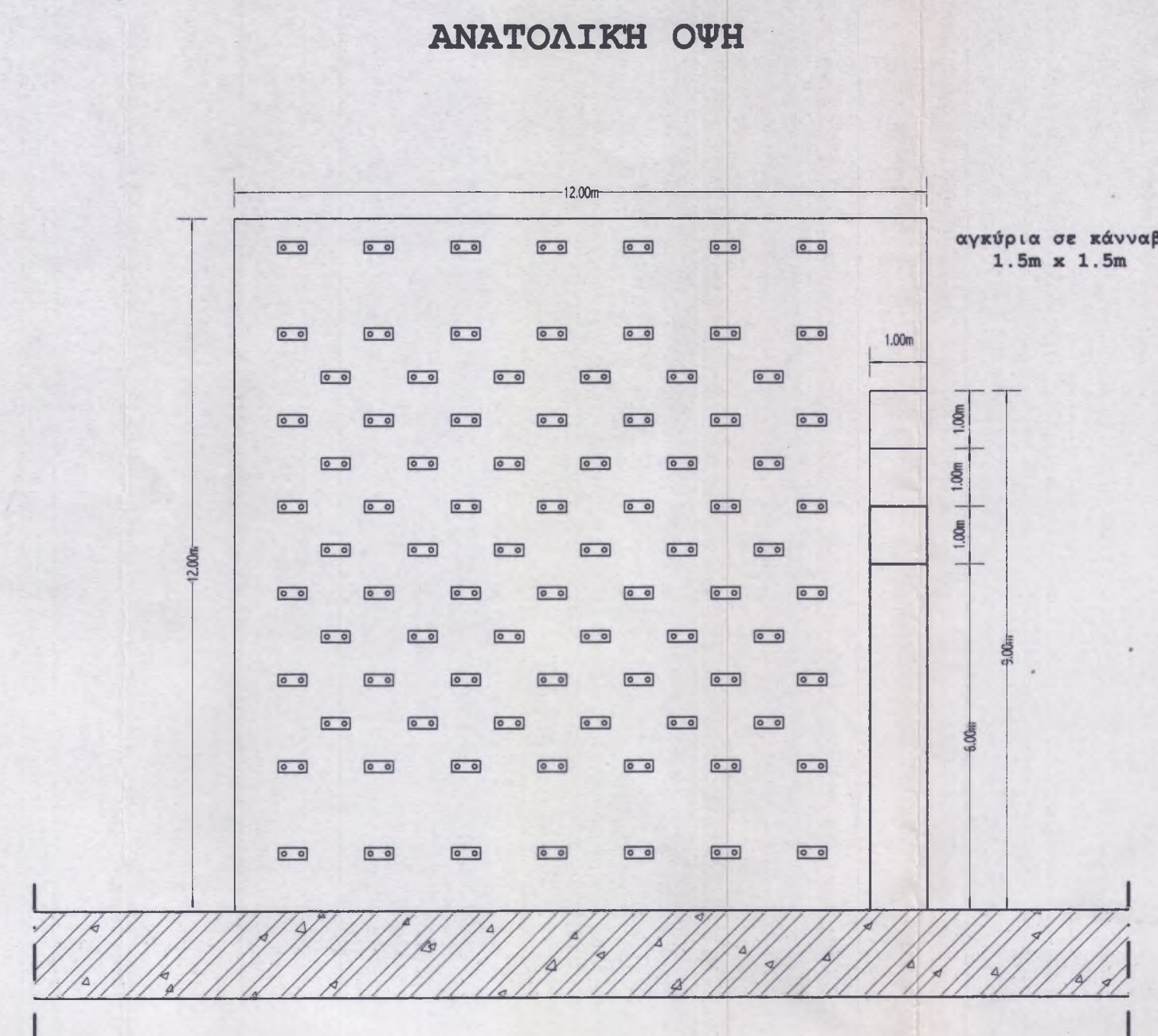
ΧΡΟΝΟΣ ΜΕΛΕΤΗΣ


ΙΟΥΝΙΟΣ 2000



ΥΠΟΜΝΗΜΑ

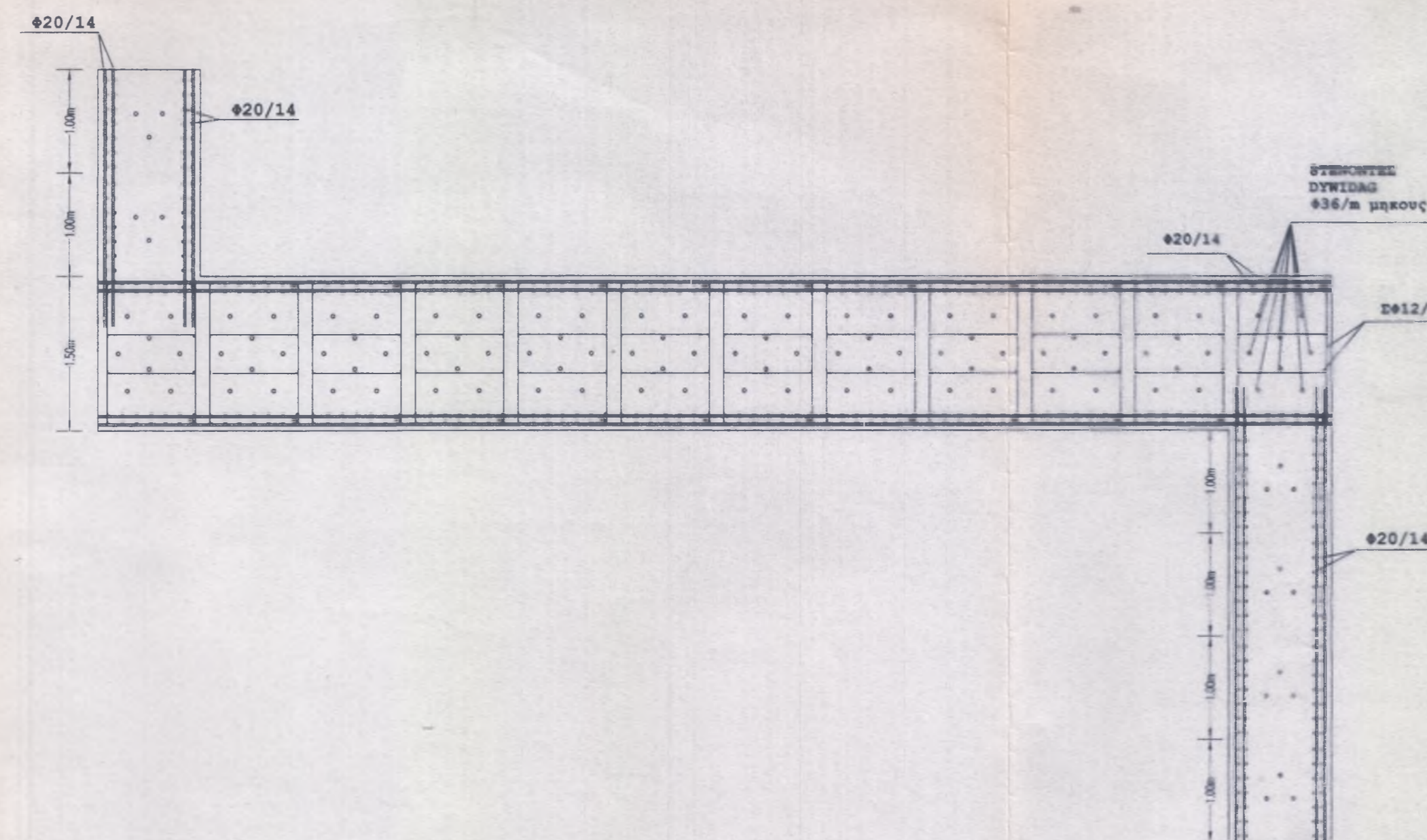
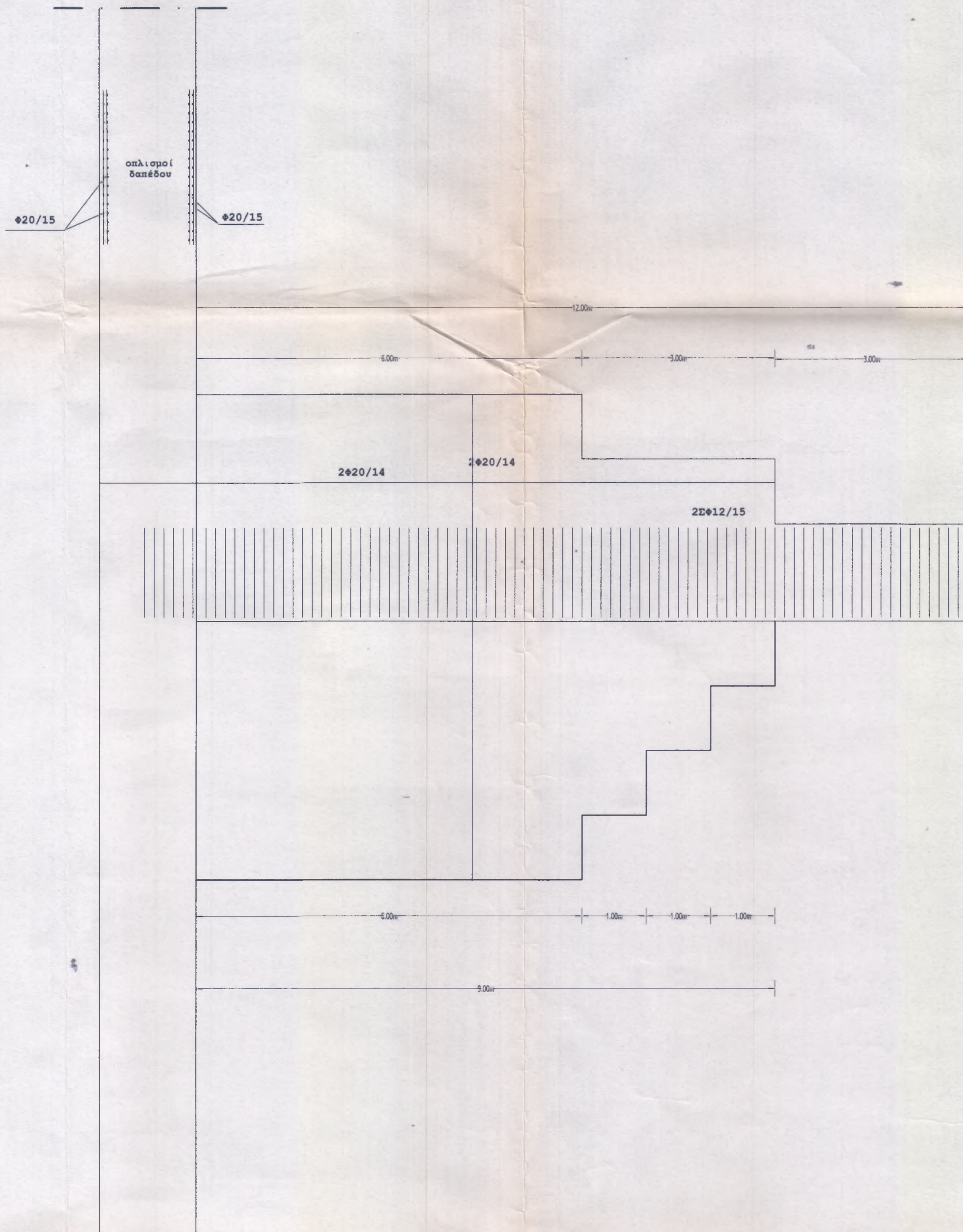
- 1] Αρχική δύναμη τενόντων: $P=800$ [kN]
- 2] Τένοντες DYWIDAG [St1080/1230]
- 3] Καλυβας συνδετήρων και διαμήκων οπλισμών [S500]
- 4] Σκυρόδεμα [C30/37]



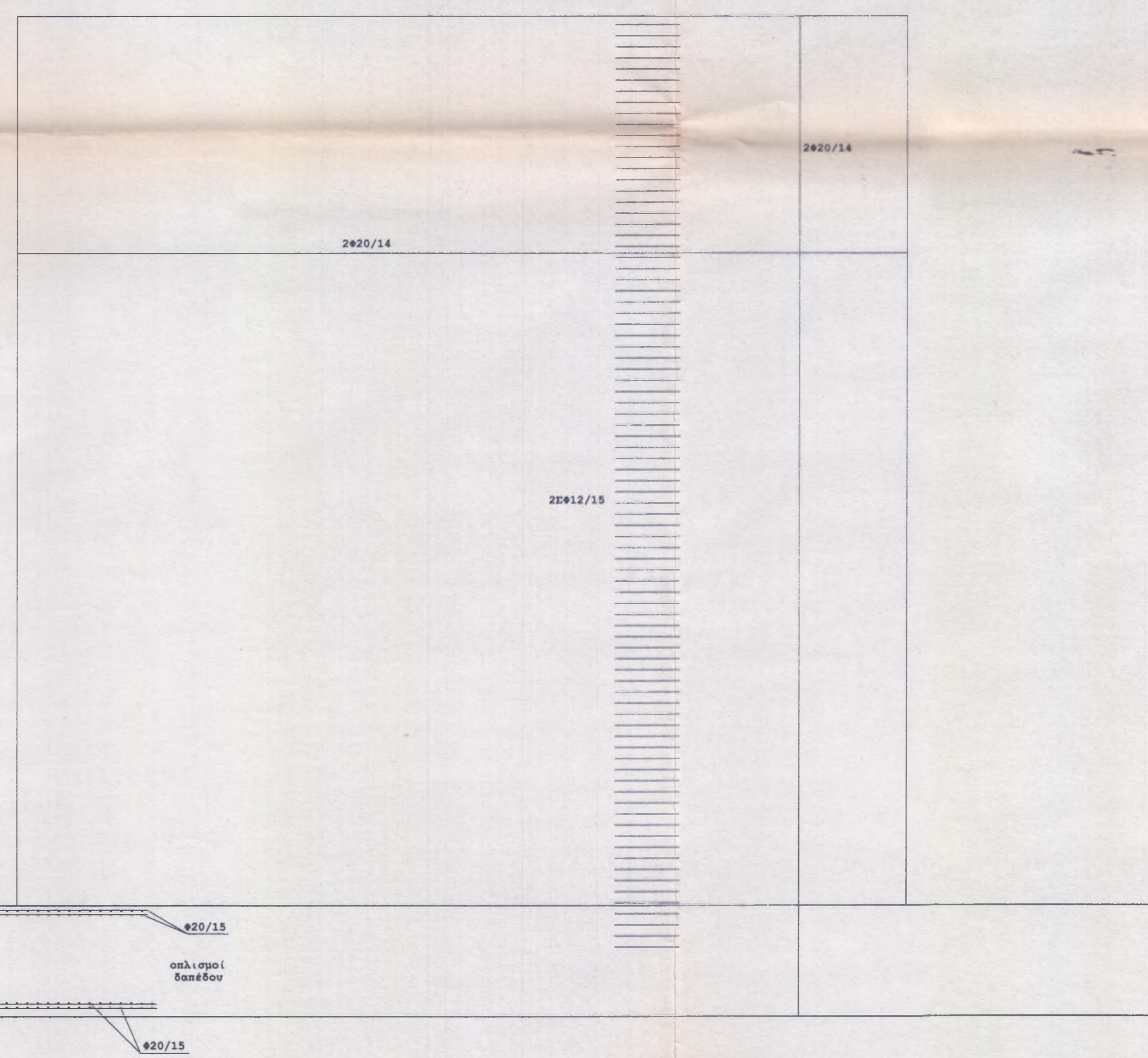
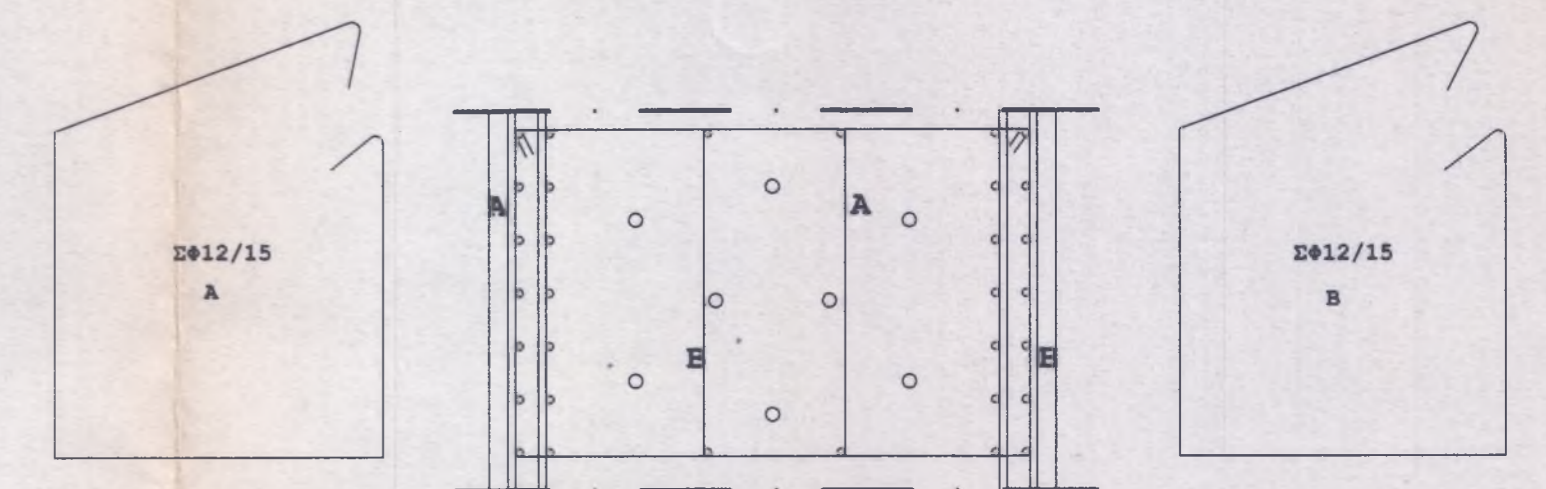
 <p>ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΟΜΕΑΣ</p>	
<p>ΕΡΓΟ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ</p> <p style="font-size: small;">ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΙΣΧΥΡΟΥ ΔΑΠΕΔΟΥ ΚΑΙ ΥΨΗΛΟΥ ΤΟΙΧΟΥ ΓΙΑ ΒΕΥΛΟΔΥΝΑΜΙΚΕΣ ΔΟΚΙΜΕΣ ΣΕ ΦΥΣΙΚΑ ΟΜΟΙΩΜΑΤΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΜΕΓΑΛΗΣ ΚΛΙΜΑΚΑΣ</p>	
<p>ΘΕΣΗ ΕΡΓΟΥ</p> <p style="font-size: large;">ΠΕΔΙΟΝ ΑΡΕΩΣ - ΒΟΛΟΣ</p>	
<p>ΜΕΛΗΤΗΤΕΣ</p> <p style="font-size: large;">ΜΠΑΤΣΑΡΑΣ ΒΑΣΙΛΕΙΟΣ ΧΑΪΔΑΣ ΣΤΑΜΑΤΗΣ</p>	
<p>ΘΕΜΑ ΣΧΕΔΙΟΥ</p> <p style="font-size: large;">ΟΨΕΙΣ ΙΣΧΥΡΩΝ ΤΟΙΧΩΝ ΜΕ ΣΥΜΠΑΓΗ ΔΙΑΤΟΜΗ</p>	<p>ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ</p> <p style="font-size: large;">A2</p>
<p>ΚΛΙΜΑΚΑ</p> <p style="font-size: large;">1:100</p>	<p>ΧΡΟΝΟΣ ΜΕΛΕΤΗΣ</p> <p style="font-size: large;">ΙΟΥΝΙΟΣ 2000</p>

ΥΠΟΜΝΗΜΑ

- 1] Αρχική δύναμη τενόντων: $P=800$ [kN]
- 2] Τένοντες DYWIDAG [St1080/1230]
- 3] Καλυβας συνδετήρων και διαμήκων οπλισμών [S500]
- 4] Σκυρόδεμα [C30/37]



**ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΑ ΟΠΛΙΣΜΟΥ
ΚΛΙΜΑΚΑ 1:20**



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΟΜΕΑΣ

ΕΡΓΟ
ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΓΕΧΥΡΟΥ ΔΑΠΕΔΟΥ ΚΑΙ ΥΨΗΛΟΥ ΤΟΙΧΟΥ ΓΙΑ
 ΨΕΥΔΟΔΥΝΑΜΙΚΕΣ ΔΟΚΙΜΕΣ ΣΕ ΦΥΣΙΚΑ ΟΜΟΙΩΜΑΤΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ
 ΜΕΓΑΛΗΣ ΚΛΙΜΑΚΑΣ

ΘΕΣΗ ΕΡΓΟΥ
ΠΕΔΙΟΝ ΑΡΕΩΣ - ΒΟΛΟΣ

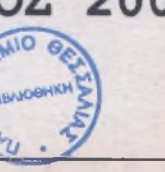
ΜΕΛΗΤΗΤΕΣ
ΜΠΑΤΣΑΡΑΣ ΒΑΣΙΛΕΙΟΣ
ΧΑΪΔΑΣ ΣΤΑΜΑΤΗΣ

ΘΕΜΑ ΣΧΕΔΙΟΥ
ΧΑΛΑΡΟΙ ΟΠΛΙΣΜΟΙ
ΤΟΙΧΟΥ [T1] ΜΕ
ΣΥΜΠΑΓΗ ΔΙΑΤΟΜΗ

ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ
A3

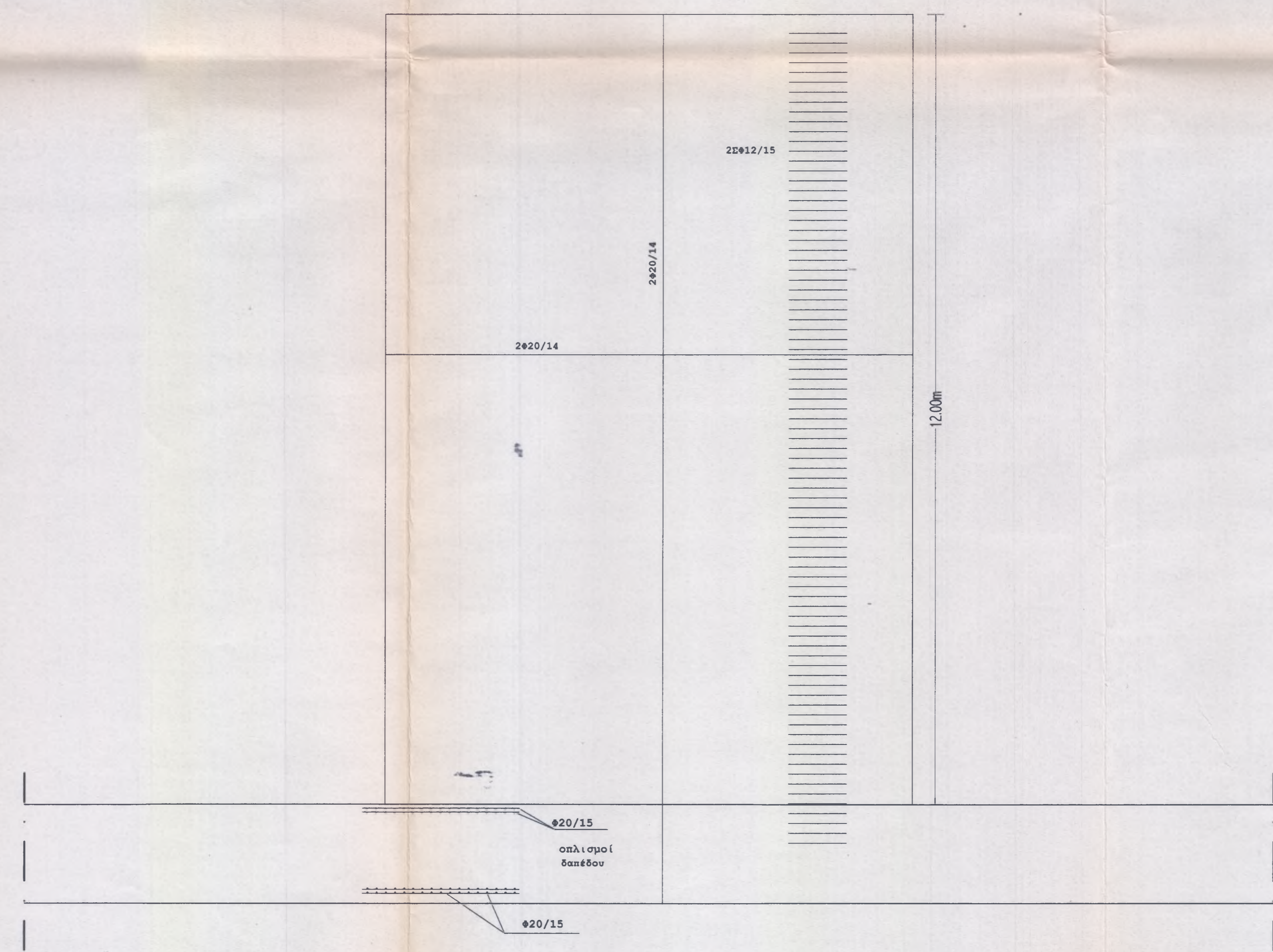
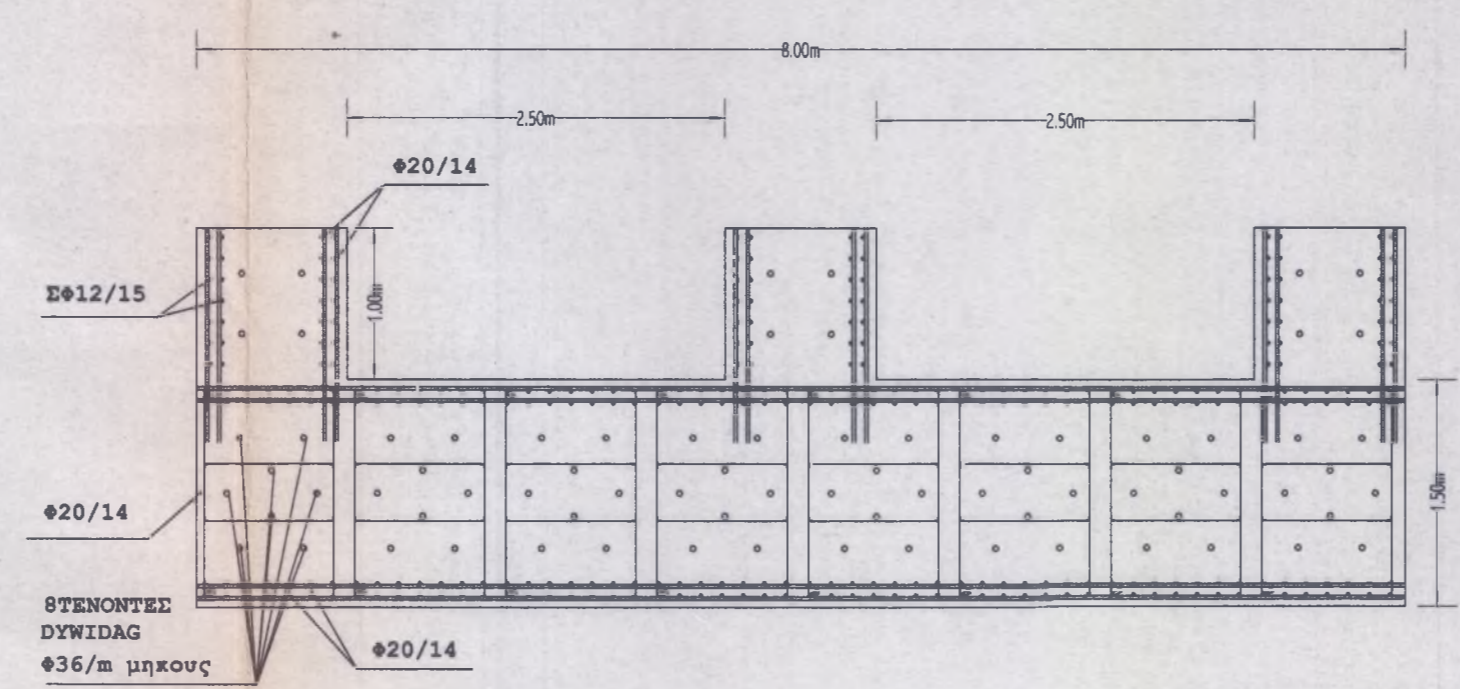
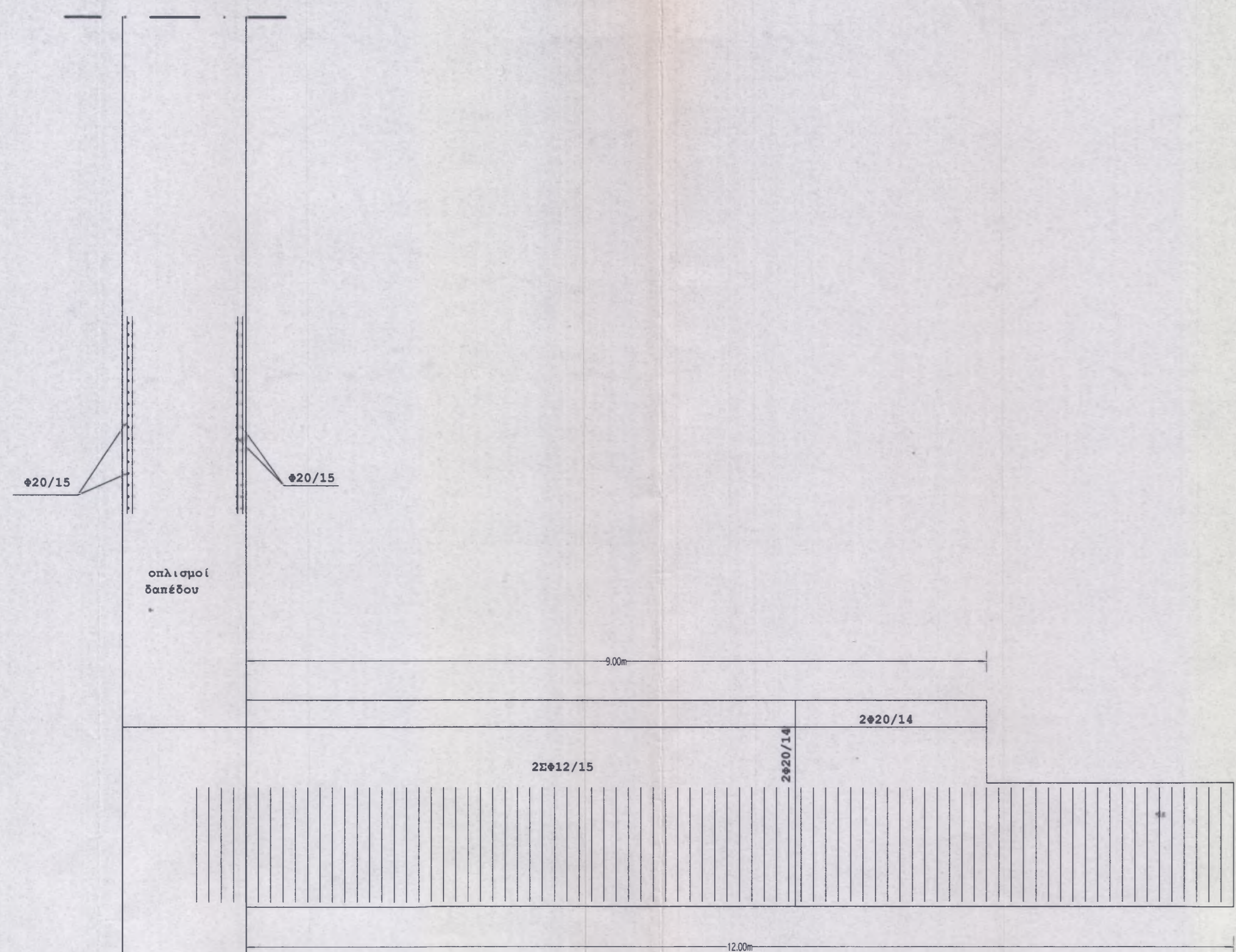
ΚΛΙΜΑΚΑ
1:50

ΧΡΟΝΟΣ ΜΕΛΕΤΗΣ
ΙΟΥΝΙΟΣ 2000

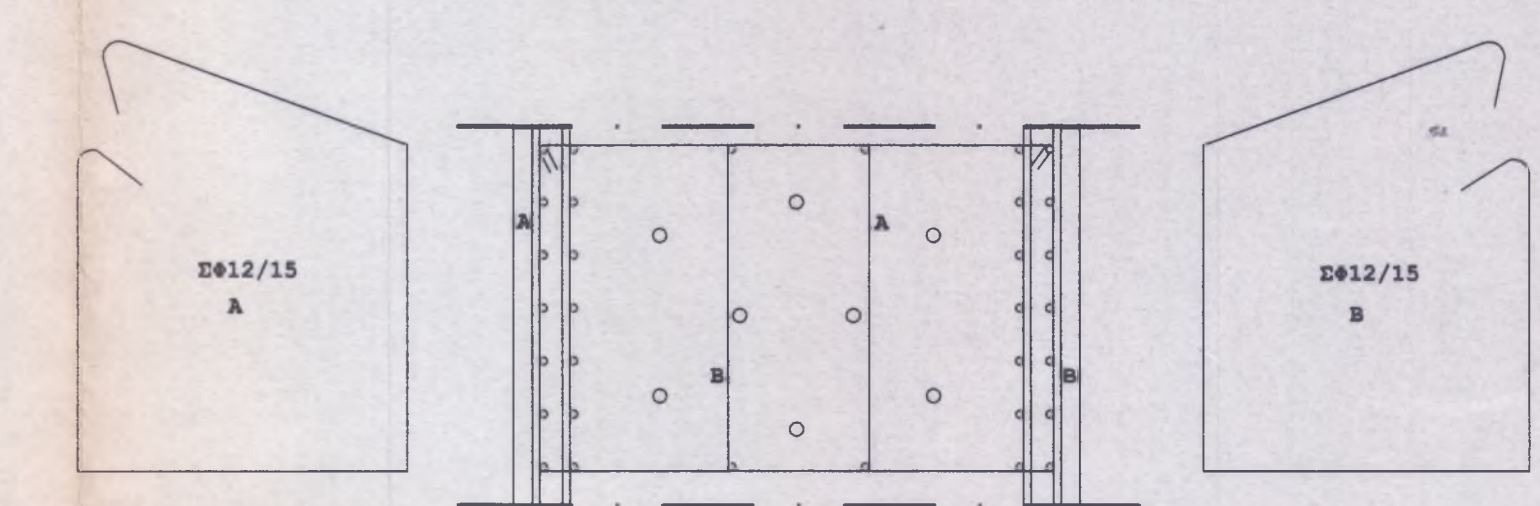


ΥΠΟΜΝΗΜΑ

- 1] Αρχική δύναμη τενόντων: $P=800$ [kN]
- 2] Τένοντες DYWIDAG [St1080/1230]
- 3] Καλυβας συνδετήρων και διαμήκων οπλισμών [S500]
- 4] Σκυρόδεμα [C30/37]



**ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΑ ΟΠΛΙΣΜΟΥ
ΚΛΙΜΑΚΑ 1:20**



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΟΜΕΑΣ

ΕΡΓΟ
ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΙΣΧΥΡΟΥ ΔΑΠΕΔΟΥ ΚΑΙ ΥΨΗΛΟΥ ΤΟΙΧΟΥ ΓΙΑ
ΠΕΥΔΟΔΥΝΑΜΙΚΕΣ ΔΟΚΙΜΕΣ ΣΕ ΦΥΣΙΚΑ ΟΜΟΙΩΜΑΤΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ
ΜΕΓΑΛΗΣ ΚΛΙΜΑΚΑΣ

ΘΕΣΗ ΕΡΓΟΥ
ΠΕΔΙΟΝ ΑΡΕΩΣ - ΒΟΛΟΣ

ΜΕΛΕΤΗΤΕΣ
ΜΠΑΤΣΑΡΑΣ ΒΑΣΙΛΕΙΟΣ
ΧΑΪΔΑΣ ΣΤΑΜΑΤΗΣ

ΘΕΜΑ ΣΧΕΔΙΟΥ
ΧΑΛΑΡΟΙ ΟΠΛΙΣΜΟΙ
ΤΟΙΧΟΥ [T2] ΜΕ
ΣΥΜΠΛΗΓΗ ΔΙΑΤΟΜΗ

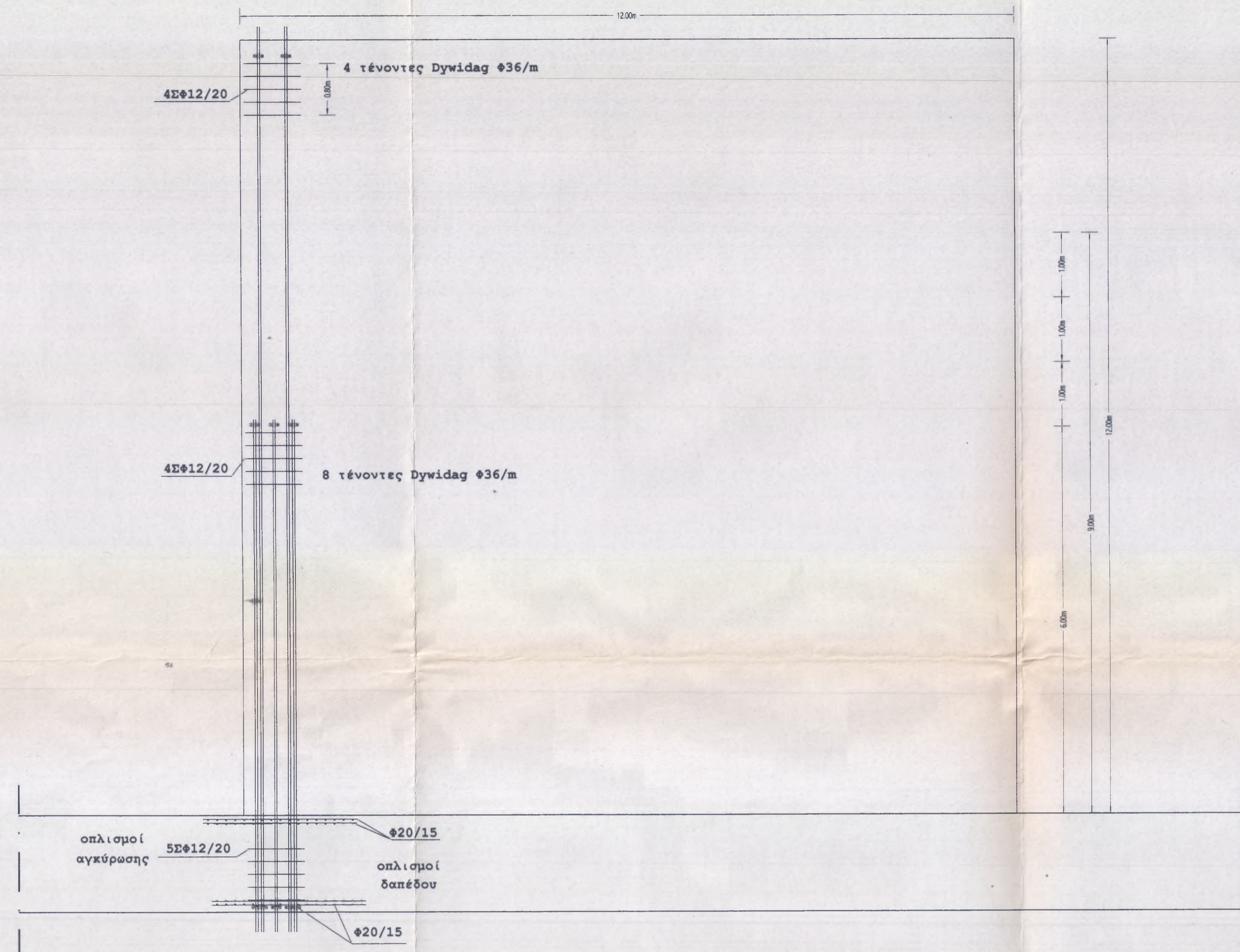
ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ
A4

ΚΛΙΜΑΚΑ
1:50

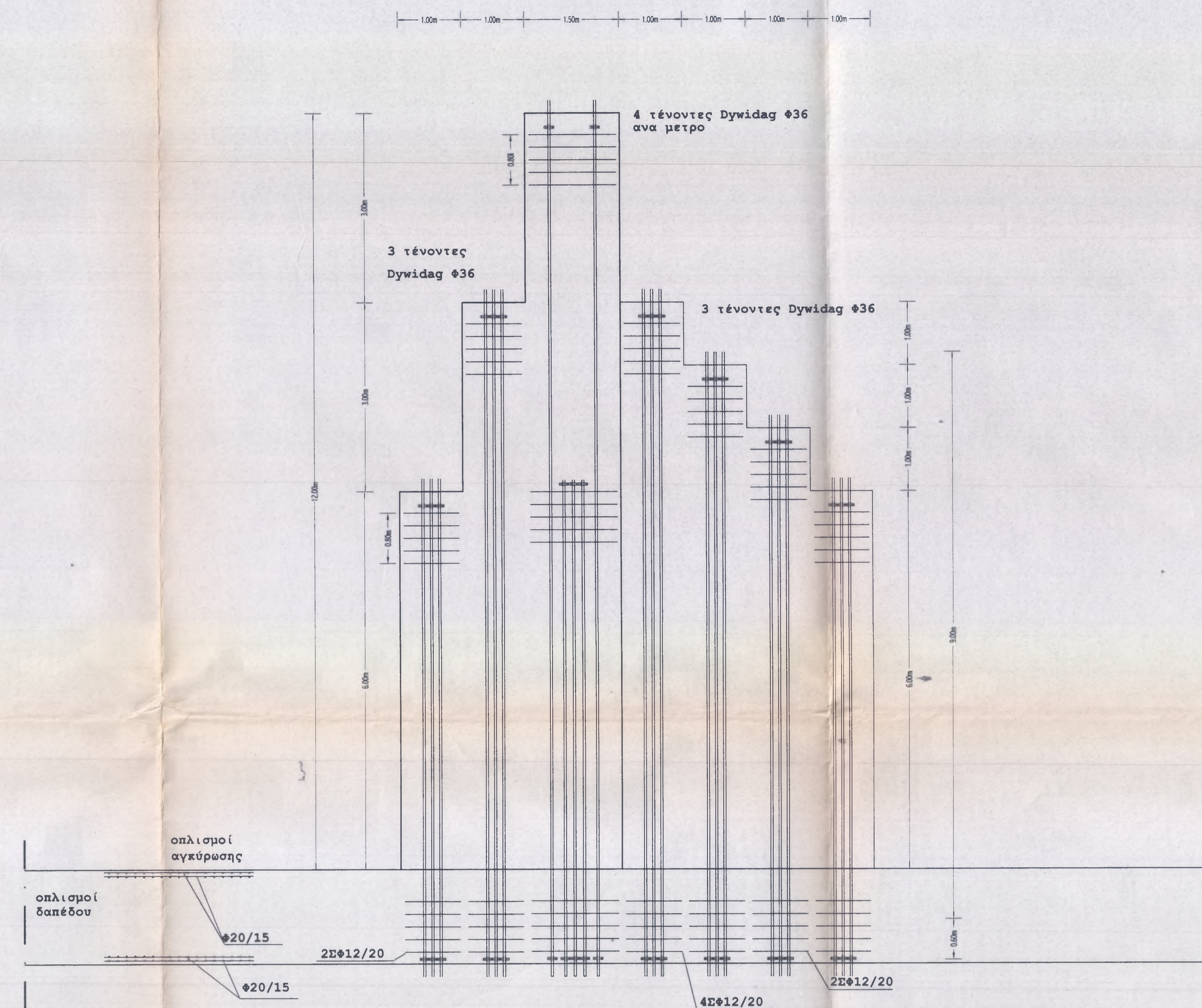
ΧΡΟΝΟΣ ΜΕΛΕΤΗΣ
ΙΟΥΝΙΟΣ 2000



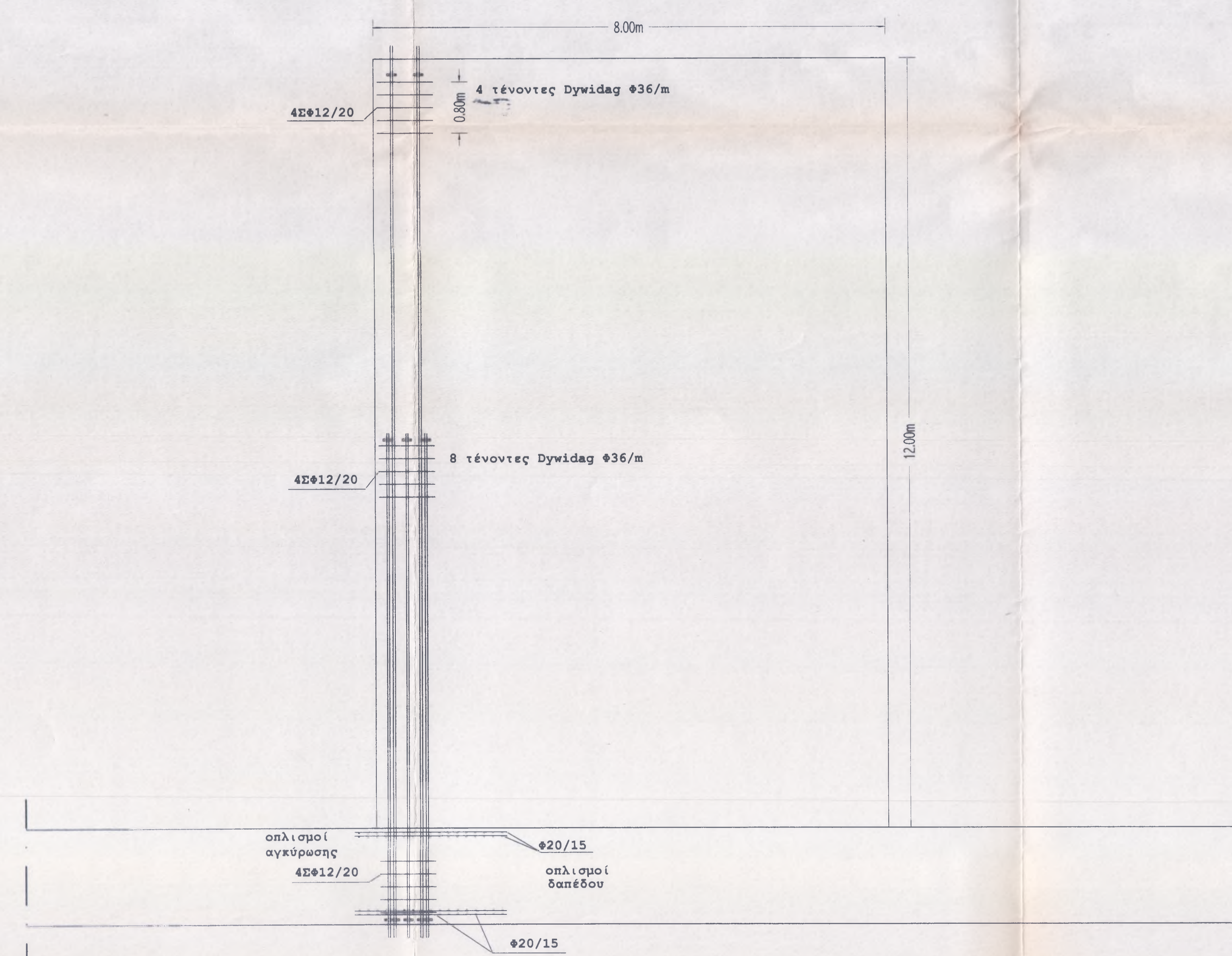
ΑΝΑΤΟΛΙΚΗ ΟΨΗ



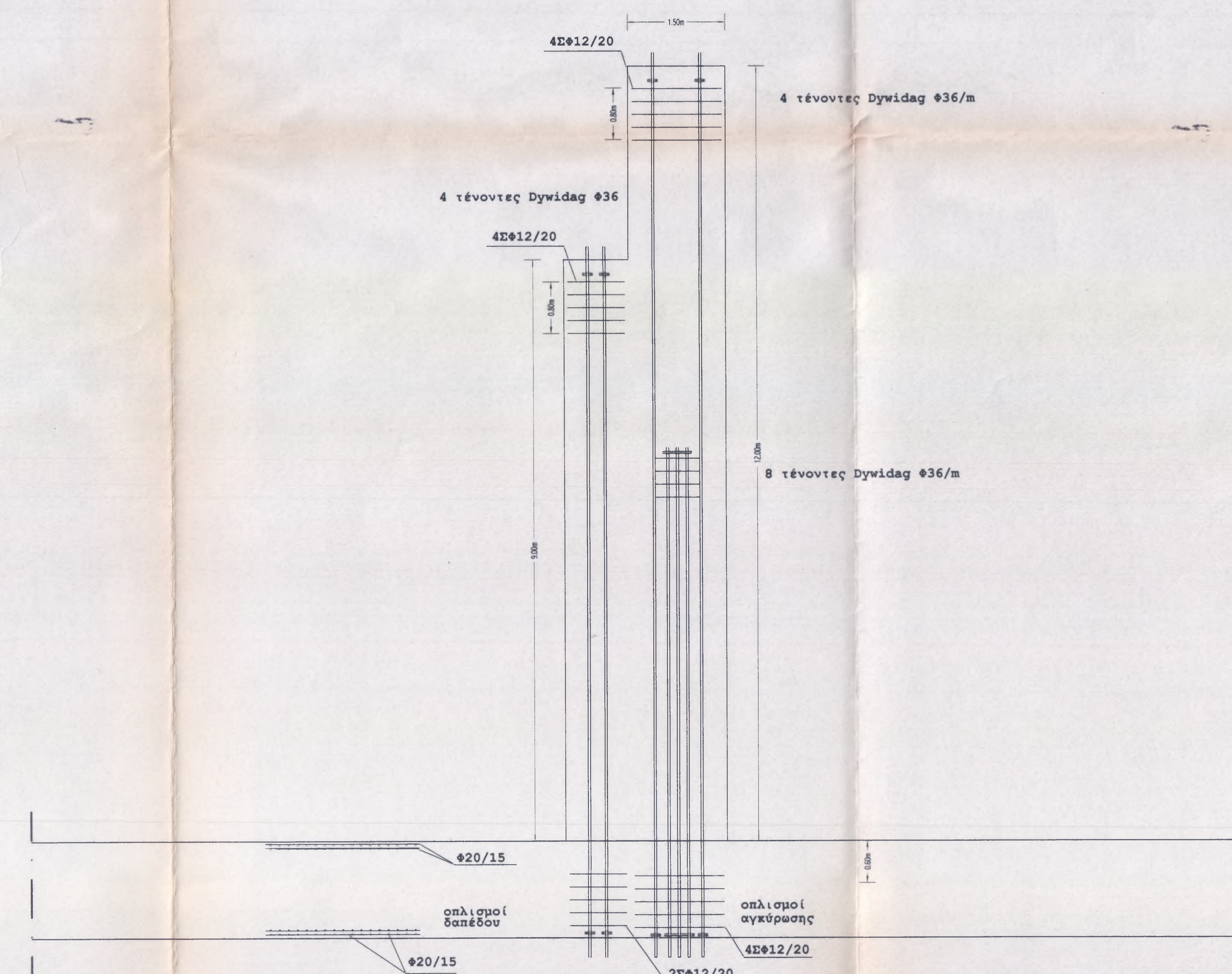
ΝΟΤΙΑ ΟΨΗ



ΝΟΤΙΑ ΟΨΗ



ΑΝΑΤΟΛΙΚΗ ΟΨΗ

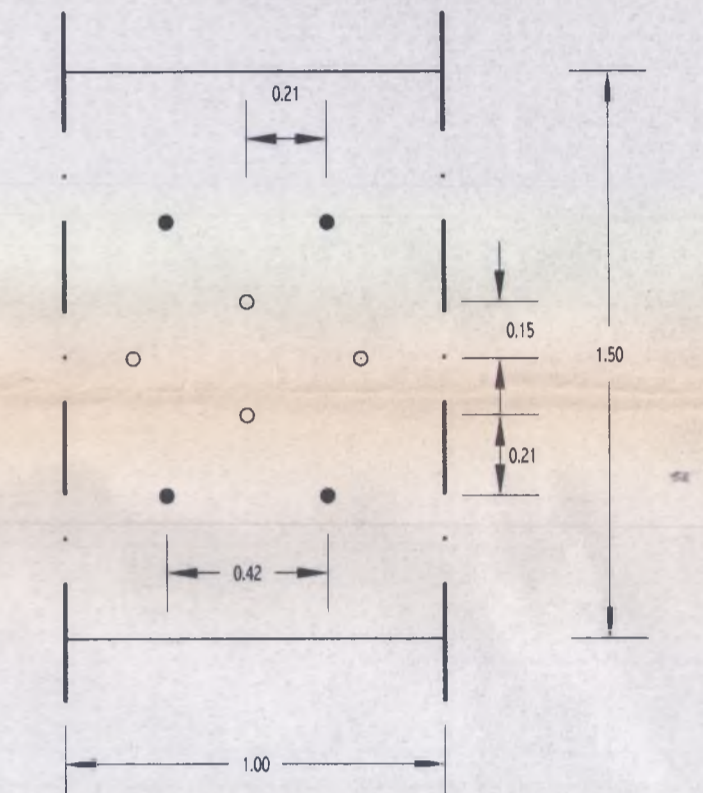


ΥΠΟΜΝΗΜΑ

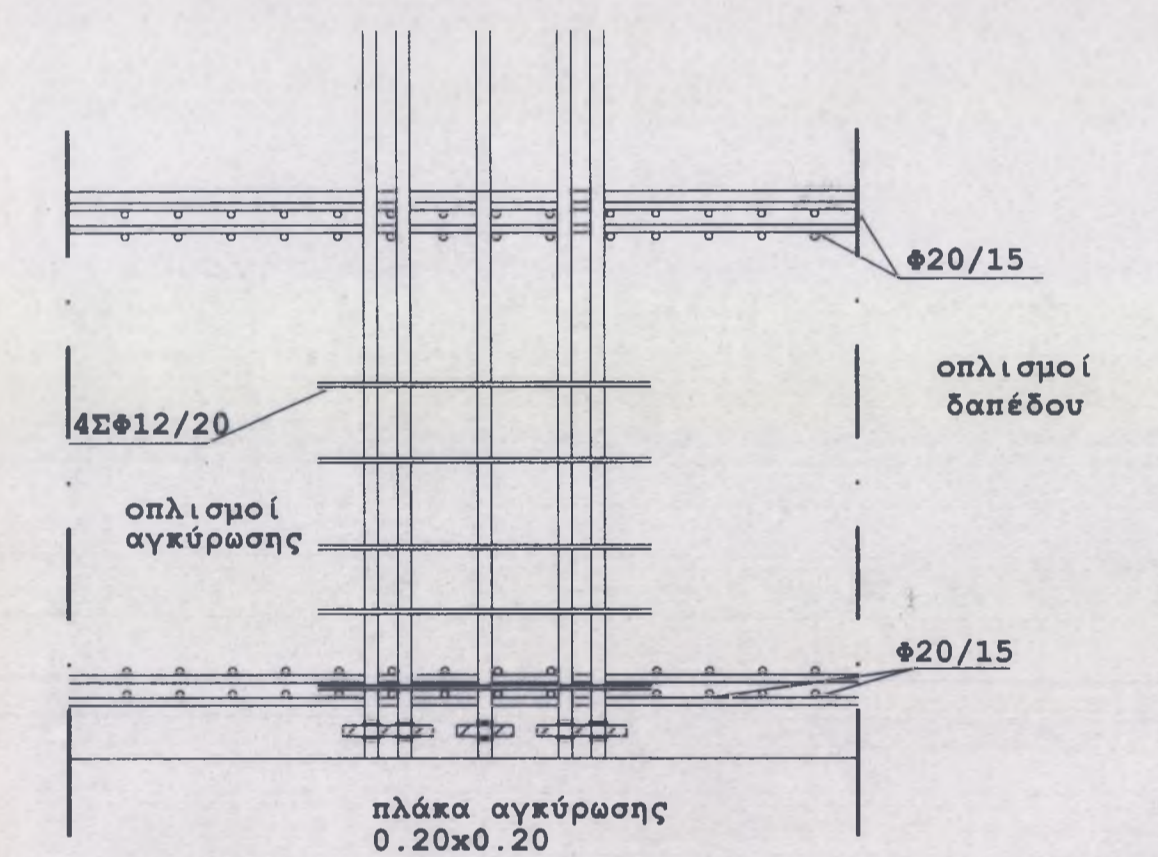
- 1] Αρχική δύναμη τενόντων: P=800 [kN]
- 2] Τένοντες DYWIDAG [St1080/1230]
- 3] Χαλυβας συνδετήρων και διαμήκων οπλισμών [S500]
- 4] Εκυρόδεμα [C30/37]

ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΑ ΤΕΝΟΝΤΩΝ
ΚΛΙΜΑΚΑ 1:20

- ΤΕΝΟΝΤΕΣ ΣΤΑ 6 m
- ΤΕΝΟΝΤΕΣ ΣΤΑ 12 m



ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΑ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ
ΚΛΙΜΑΚΑ 1:20



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΟΜΕΑΣ

ΕΡΓΟ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΓΕΧΥΡΟΥ ΔΑΠΕΔΟΥ ΚΑΙ ΥΨΗΛΟΥ ΤΟΙΧΟΥ ΓΙΑ
ΦΕΥΔΑΔΥΝΑΜΙΚΕΣ ΔΟΚΙΜΕΣ ΣΕ ΦΥΣΙΚΑ ΟΜΟΙΩΜΑΤΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ
ΜΕΓΑΛΗΣ ΚΛΙΜΑΚΑΣ

ΘΕΣΗ ΕΡΓΟΥ

ΠΕΔΙΟΝ ΑΡΕΩΣ - ΒΟΛΟΣ

ΜΕΛΕΤΗΤΕΣ

ΜΠΑΤΣΑΡΑΣ ΒΑΣΙΛΕΙΟΣ
ΧΑΪΔΑΣ ΣΤΑΜΑΤΗΣ

ΘΕΜΑ ΣΧΕΔΙΟΥ

ΤΕΝΟΝΤΕΣ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ
ΤΟΙΧΩΝ ΜΕ
ΣΥΜΠΛΗΓΗ ΔΙΑΤΟΜΗ

ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ

A5

ΚΛΙΜΑΚΑ

1:50

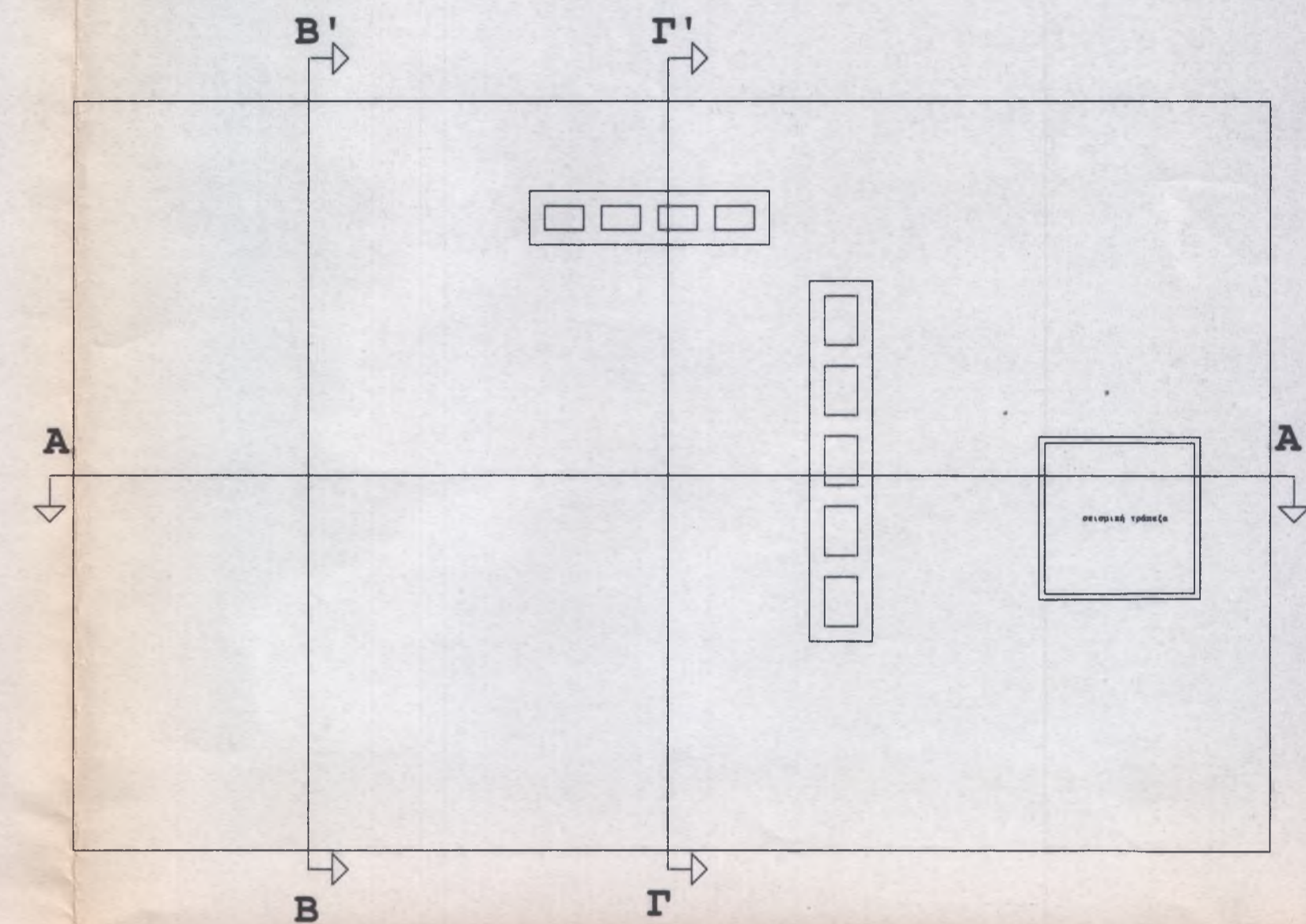
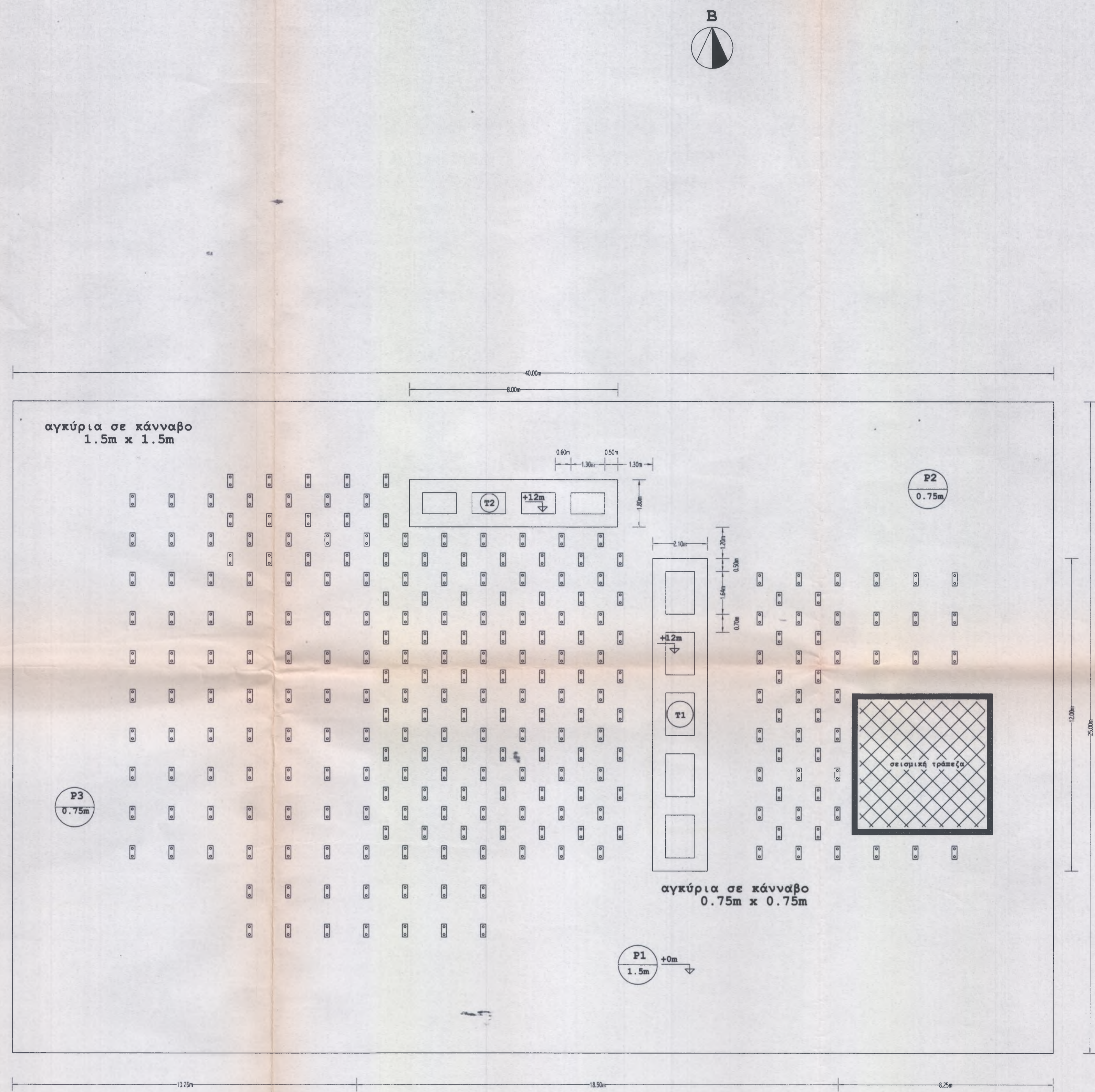
ΧΡΟΝΟΣ ΜΕΛΕΤΗΣ

ΙΟΥΝΙΟΣ 2000



ΥΠΟΜΝΗΜΑ

- 1] Αρχική δύναμη τενόντων: $P=800$ [kN]
- 2] Τένοντες DYWIDAG [St1080/1230]
- 3] Χαλύβας συνδετήρων και διαμήκων οπλισμών [S500]
- 4] Σκυρόδεμα [C30/37]



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΟΜΕΑΣ

ΕΡΓΟ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΙΣΧΥΡΟΥ ΔΑΠΕΔΟΥ ΚΑΙ ΥΨΗΛΟΥ ΤΟΙΧΟΥ ΓΙΑ
 ΨΕΥΔΟΔΥΝΑΜΙΚΕΣ ΔΟΚΙΜΕΣ ΣΕ ΦΥΣΙΚΑ ΟΜΟΙΩΜΑΤΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ
 ΜΕΓΑΛΗΣ ΚΛΙΜΑΚΑΣ

ΘΕΣΗ ΕΡΓΟΥ

ΠΕΔΙΟΝ ΑΡΕΩΣ - ΒΟΛΟΣ

ΜΕΛΕΤΗΤΕΣ

ΜΠΑΤΣΑΡΑΣ ΒΑΣΙΛΕΙΟΣ
 ΧΑΪΔΑΣ ΣΤΑΜΑΤΗΣ

ΘΕΜΑ ΣΧΕΔΙΟΥ

ΚΑΤΩΝΗ ΔΙΑΤΑΞΗΣ ΤΟΙΧΩΝ
 ΜΕ ΚΥΦΕΛΩΤΗ ΔΙΑΤΟΜΗ

ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ

B1

ΚΛΙΜΑΚΑ

1:100

ΧΡΟΝΟΣ ΜΕΛΕΤΗΣ

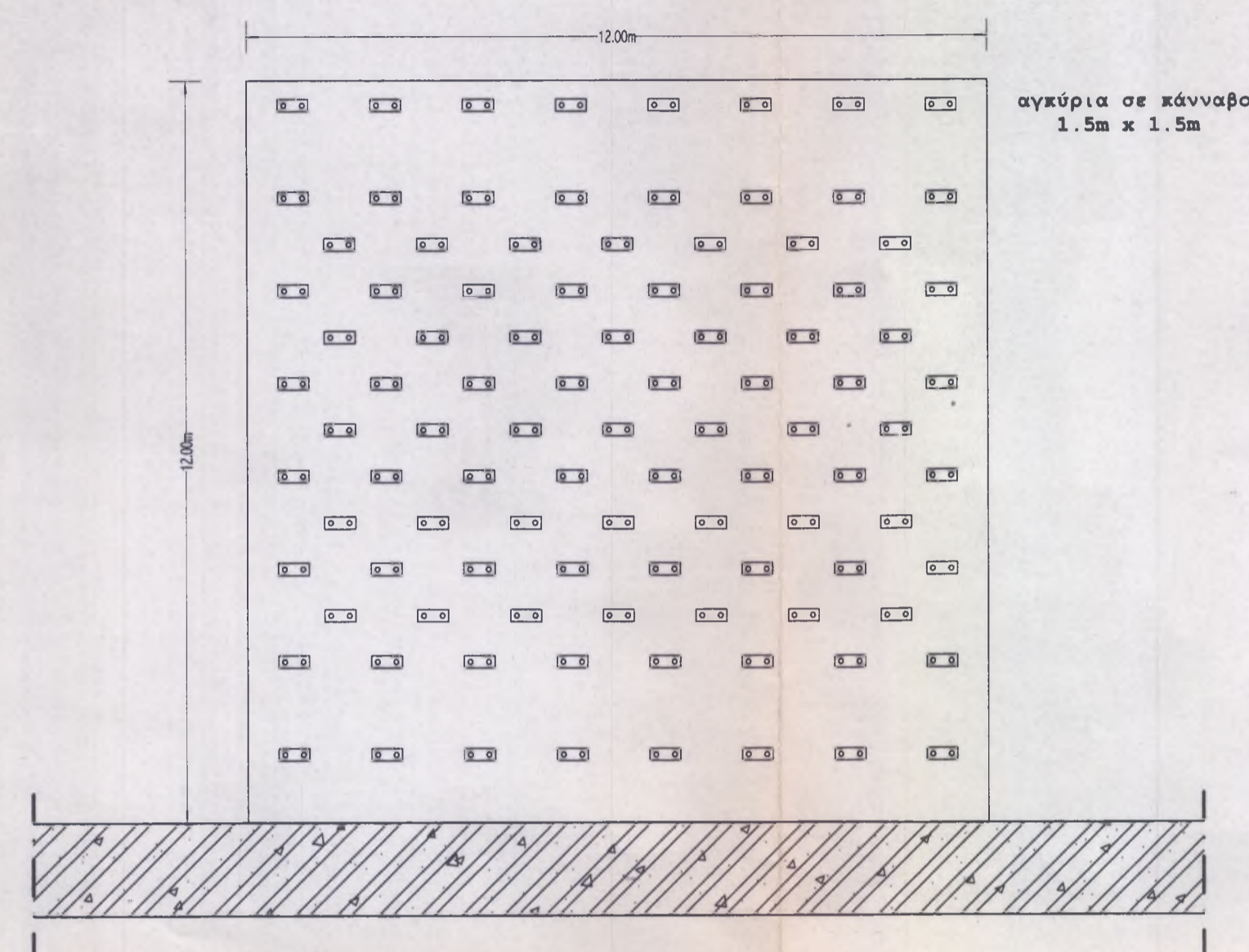
ΙΟΥΝΙΟΣ 2000



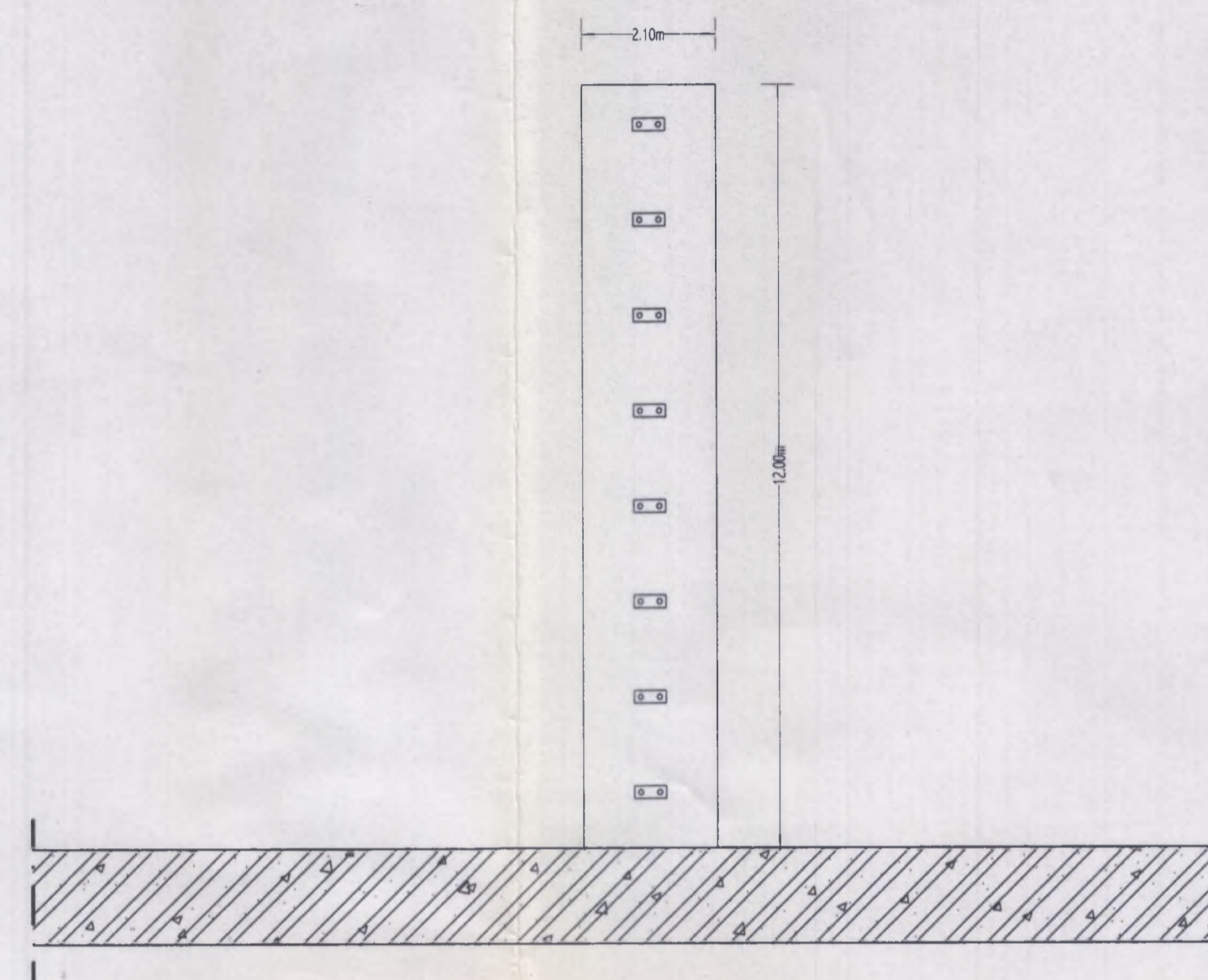
ΥΠΟΜΝΗΜΑ

- 1] Αρχική δύναμη τενόντων: $P=800$ [kN]
- 2] Τένοντες DYWIDAG [St1080/1230]
- 3] Καλυβας συνδετήρων και διαμήκων οπλισμών [S500]
- 4] Εκυρόδεμα [C30/37]

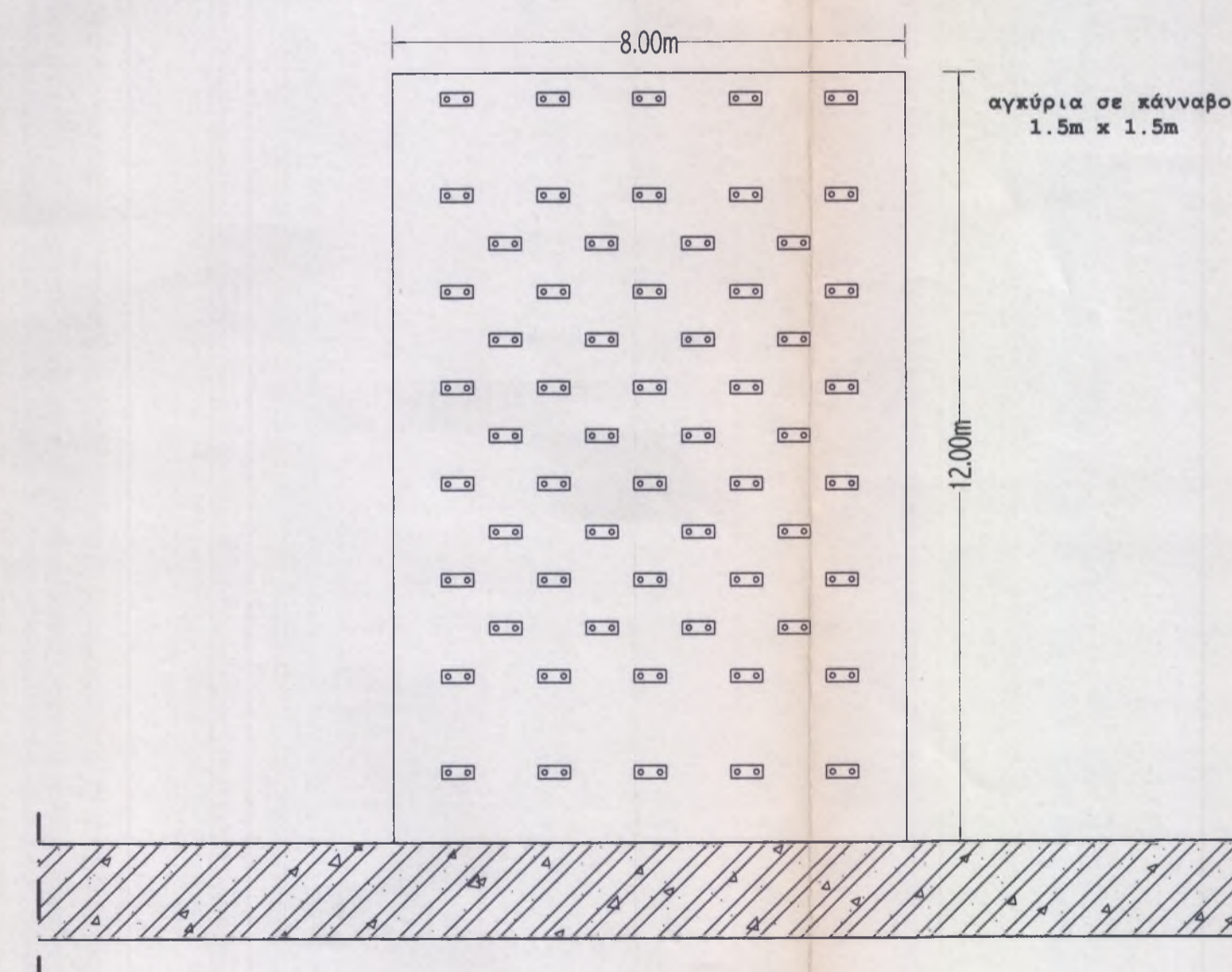
ΔΥΤΙΚΗ ΟΨΗ



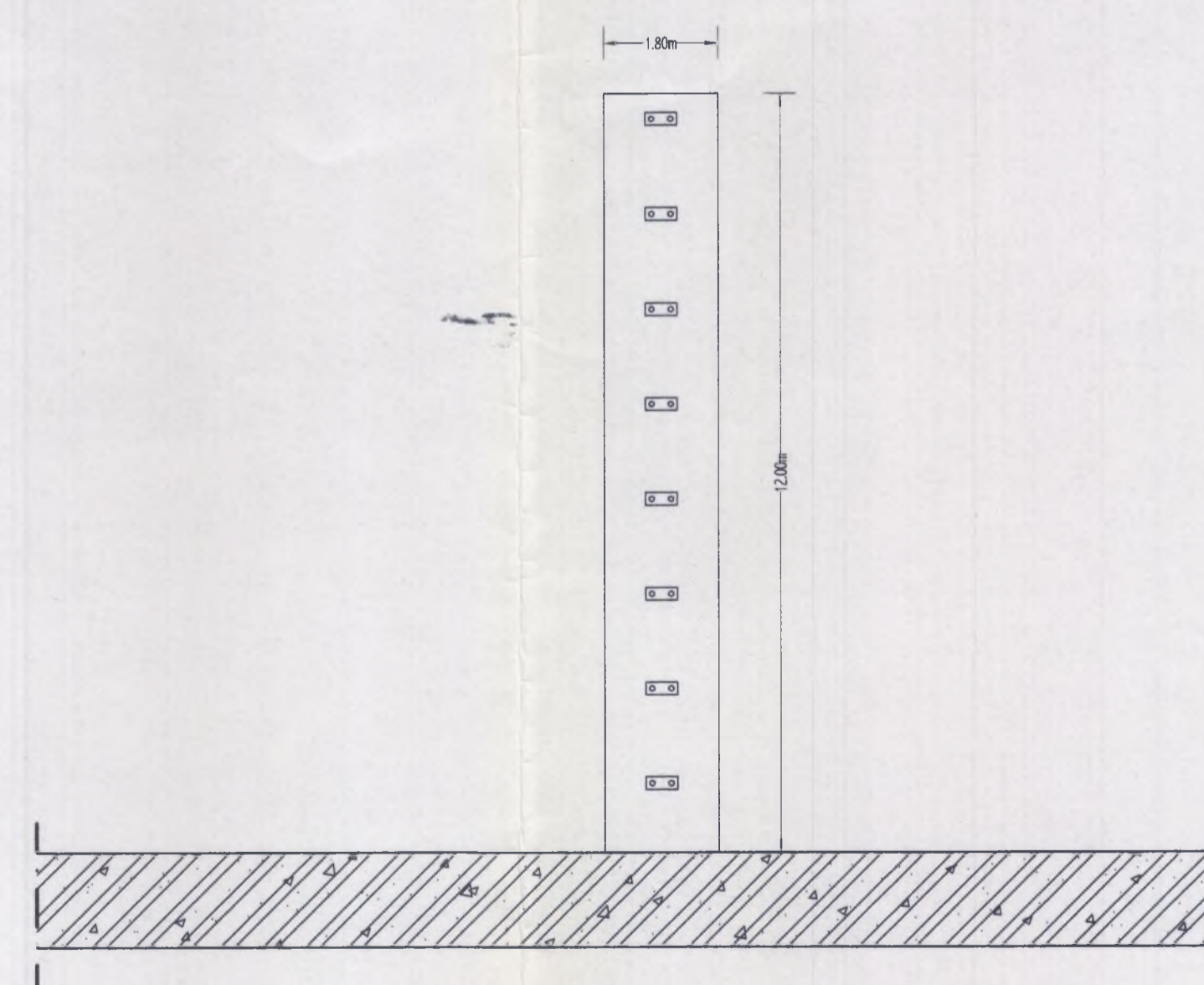
ΝΟΤΙΑ ΟΨΗ



ΝΟΤΙΑ ΟΨΗ



ΑΝΑΤΟΛΙΚΗ ΟΨΗ



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΟΜΕΑΣ

ΕΡΓΟ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΙΣΧΥΡΟΥ ΛΑΠΕΔΟΥ ΚΑΙ ΥΨΗΛΟΥ ΤΟΙΧΟΥ ΓΙΑ
 ΨΕΥΔΟΔΥΝΑΜΙΚΕΣ ΔΟΚΙΜΕΣ ΣΕ ΦΥΣΙΚΑ ΟΜΟΙΩΜΑΤΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ
 ΜΕΓΑΛΗΣ ΚΛΙΜΑΚΑΣ**

ΘΕΣΗ ΕΡΓΟΥ

ΠΕΔΙΟΝ ΑΡΕΩΣ - ΒΟΛΟΣ

ΜΕΛΕΤΗΤΕΣ

ΜΠΑΤΣΑΡΑΣ ΒΑΣΙΛΕΙΟΣ
ΧΑΪΔΑΣ ΣΤΑΜΑΤΗΣ

ΘΕΜΑ ΣΧΕΔΙΟΥ

**ΟΨΕΙΣ ΙΣΧΥΡΩΝ ΤΟΙΧΩΝ
 ΜΕ ΚΥΨΕΛΩΤΗ ΔΙΑΤΟΜΗ**

ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ

B2

ΚΛΙΜΑΚΑ

1:100

ΧΡΟΝΟΣ ΜΕΛΕΤΗΣ

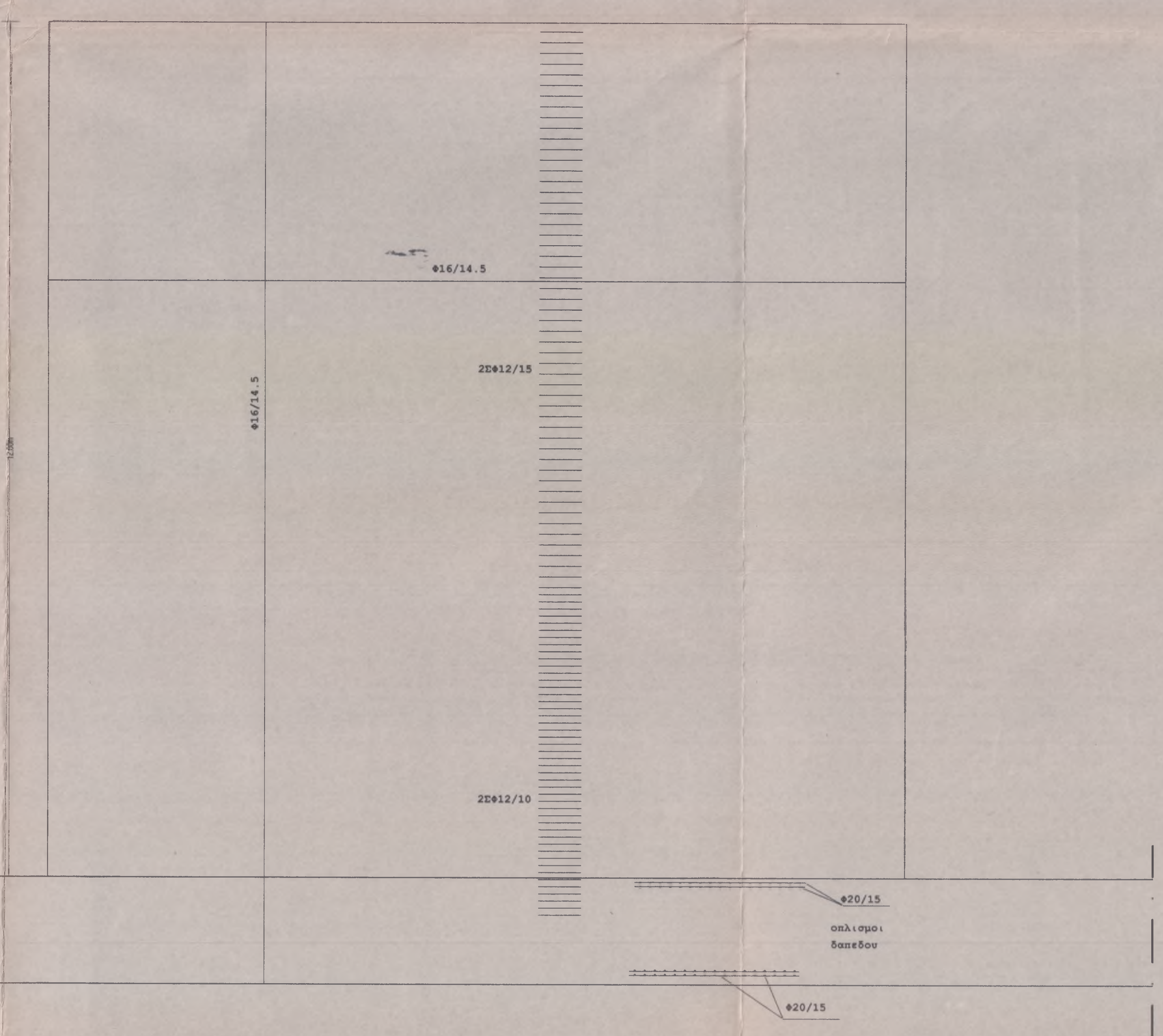
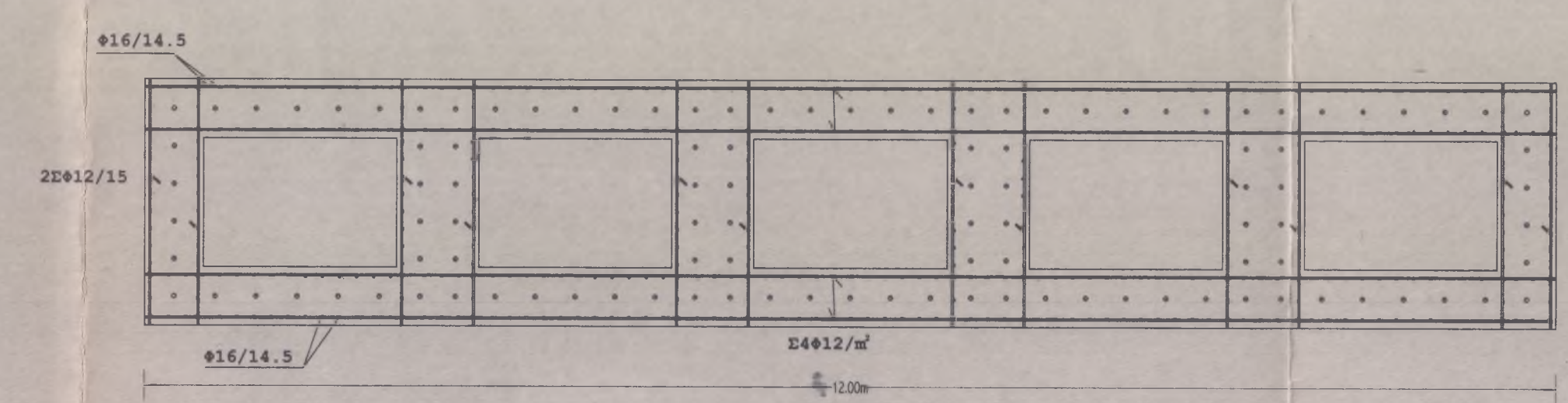
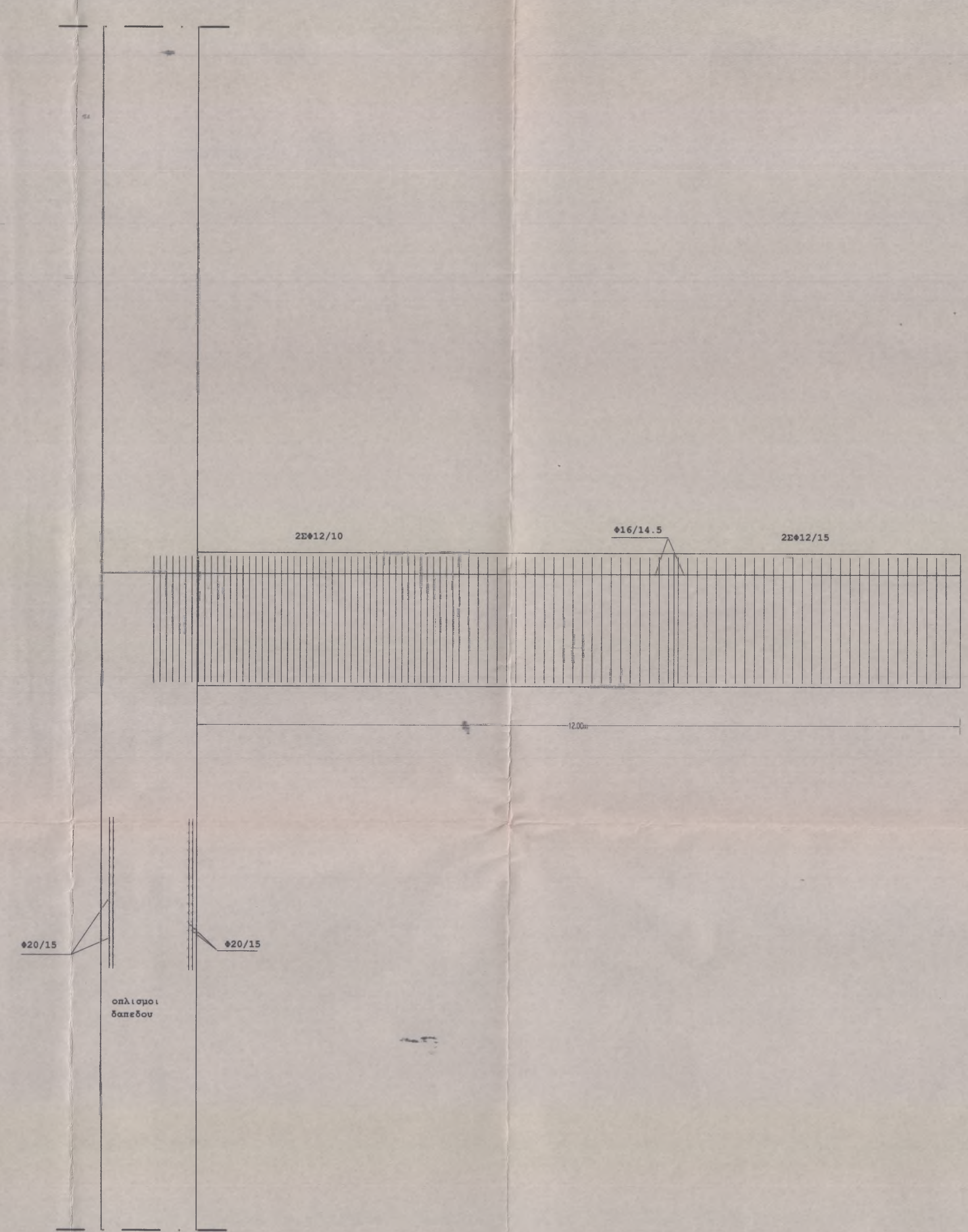
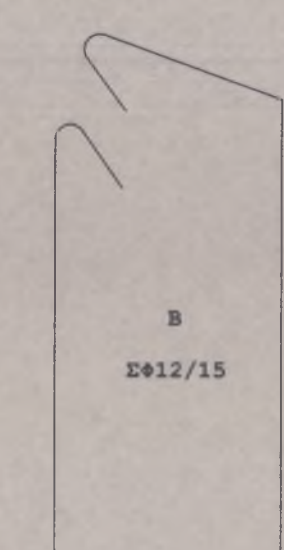
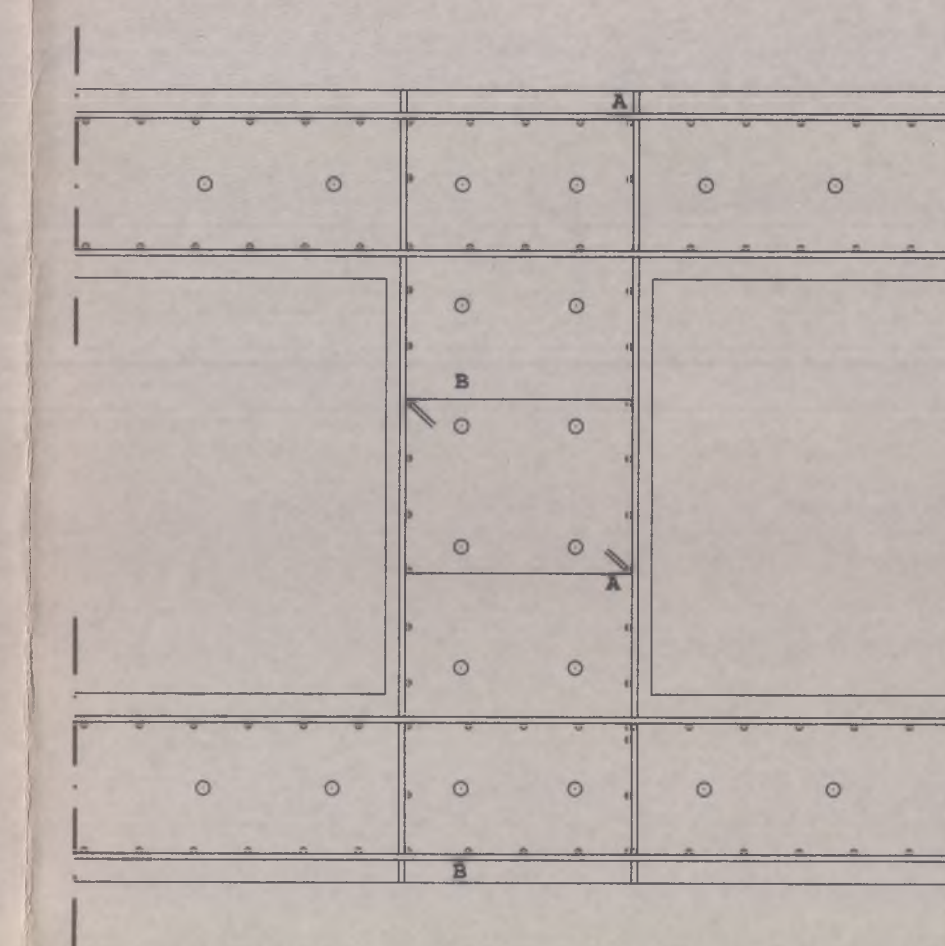
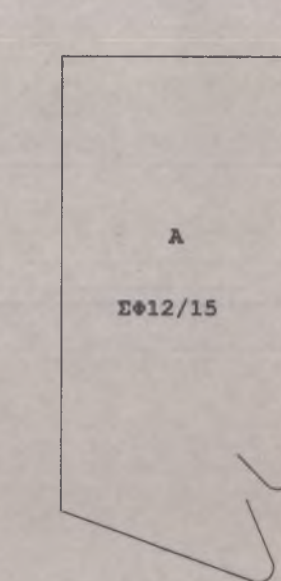
ΙΟΥΝΙΟΣ 2000



ΥΠΟΜΝΗΜΑ

- 1] Αρχική δύναμη τενόντων: $P=800$ [kN]
- 2] Τένοντες DYWIDAG [St1080/1230]
- 3] Καλυβας συνδετήρων και διαμήκων οπλισμών [S500]
- 4] Σκυρόδεμα [C30/37]

ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΑ ΟΠΛΙΣΜΟΥ
ΚΛΙΜΑΚΑ 1:20



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΟΜΕΑΣ

ΕΡΓΟ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΙΣΧΥΡΟΥ ΔΑΠΕΔΟΥ ΚΑΙ ΥΨΗΛΟΥ ΤΟΙΧΟΥ ΓΙΑ
ΦΕΥΔΑΔΥΝΑΜΙΚΕΣ ΔΟΚΙΜΕΣ ΣΕ ΦΥΣΙΚΑ ΟΜΟΙΩΜΑΤΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ
ΜΕΓΑΛΗΣ ΚΛΙΜΑΚΑΣ

ΘΕΣΗ ΕΡΓΟΥ
ΠΕΔΙΟΝ ΑΡΕΩΣ - ΒΟΛΟΣ

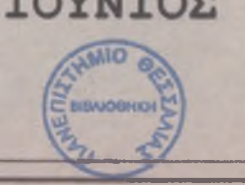
ΜΕΛΕΤΗΤΕΣ
ΜΠΑΤΣΑΡΑΣ ΒΑΣΙΛΕΙΟΣ
ΧΑΪΔΑΣ ΣΤΑΜΑΤΗΣ

ΘΕΜΑ ΣΧΕΔΙΟΥ
ΧΑΛΑΡΟΙ ΟΠΛΙΣΜΟΙ
ΤΟΙΧΟΥ [T1] ΜΕ
ΚΥΒΕΛΩΤΗ ΔΙΑΤΟΜΗ

ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ
B3

ΚΛΙΜΑΚΑ
1:50

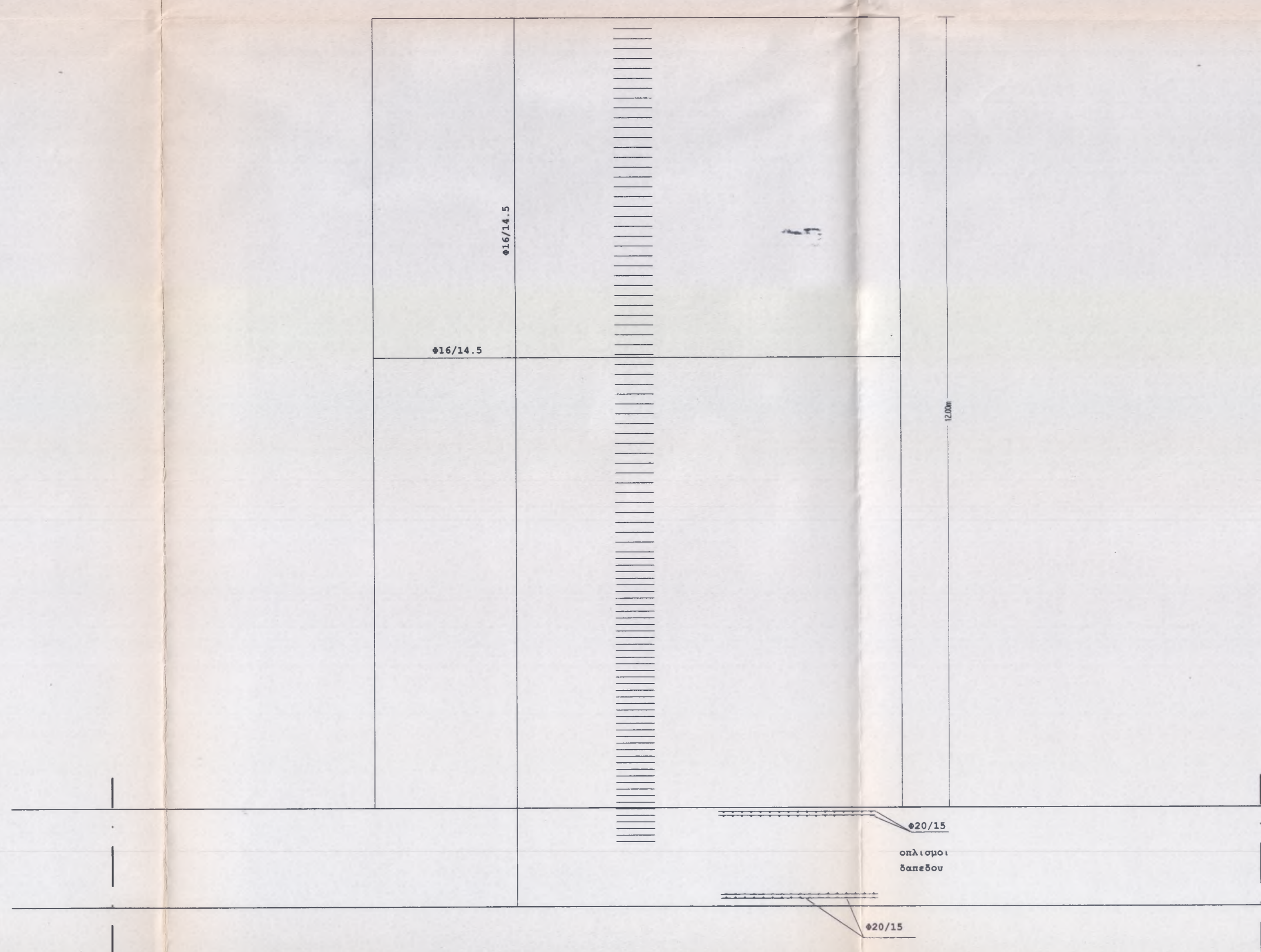
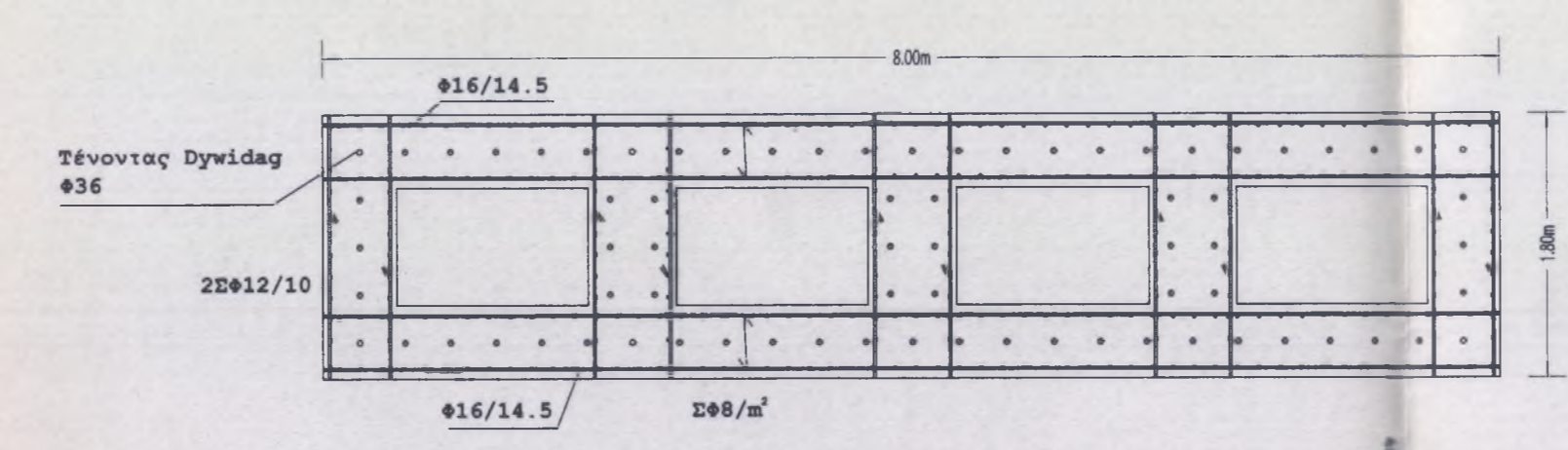
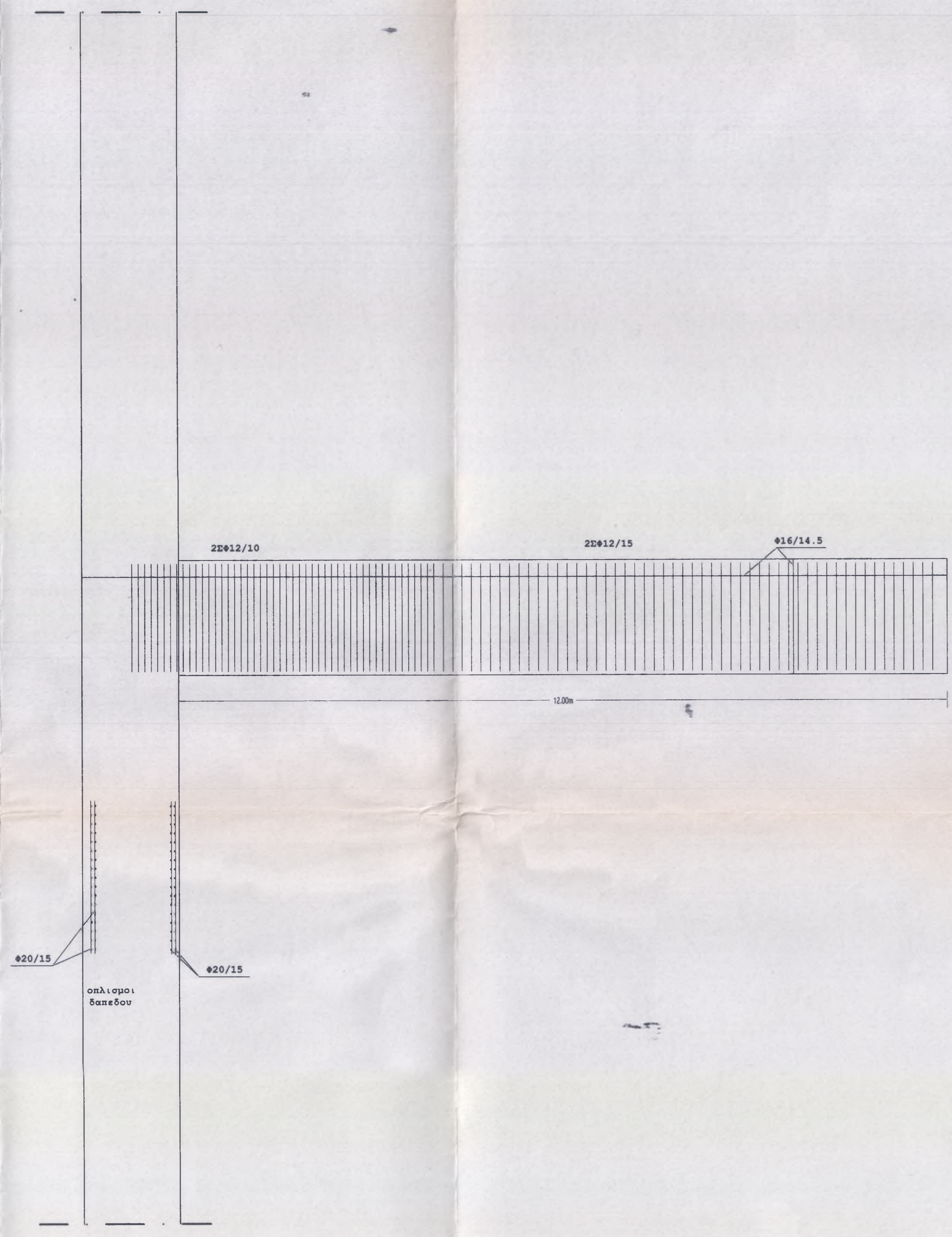
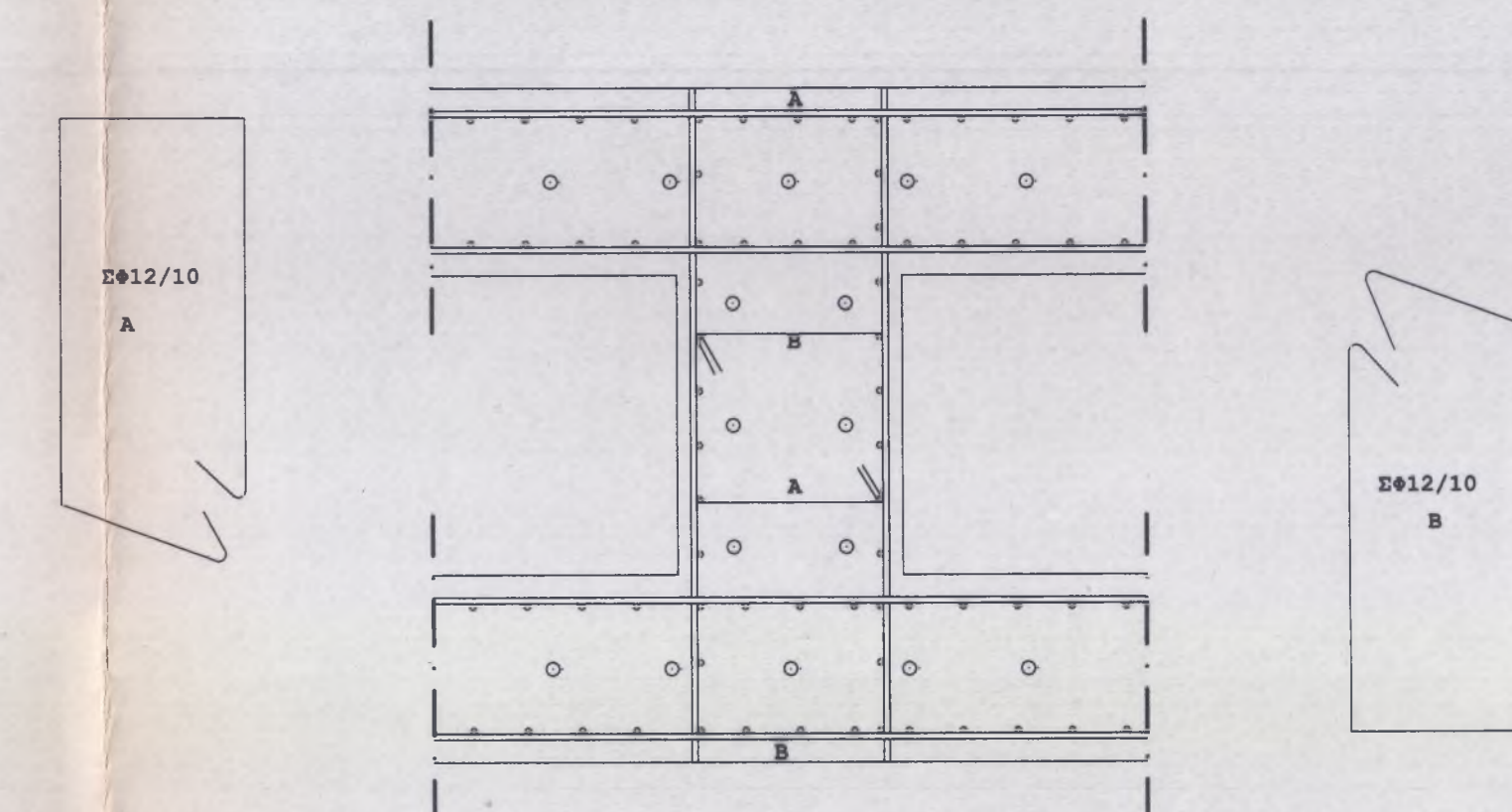
ΧΡΟΝΟΣ ΜΕΛΕΤΗΣ
ΙΟΥΝΙΟΣ 2000




ΥΠΟΜΝΗΜΑ

- 1] Αρχική δύναμη τενόντων: $P=800$ [kN]
- 2] Τένοντες DYWIDAG [St1080/1230]
- 3] Χαλυβας συνδετήρων και διαμήκων οπλισμών [S500]
- 4] Σκυρόδεμα [C30/37]

**ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΑ ΟΠΛΙΣΜΟΥ
ΚΛΙΜΑΚΑ 1:20**

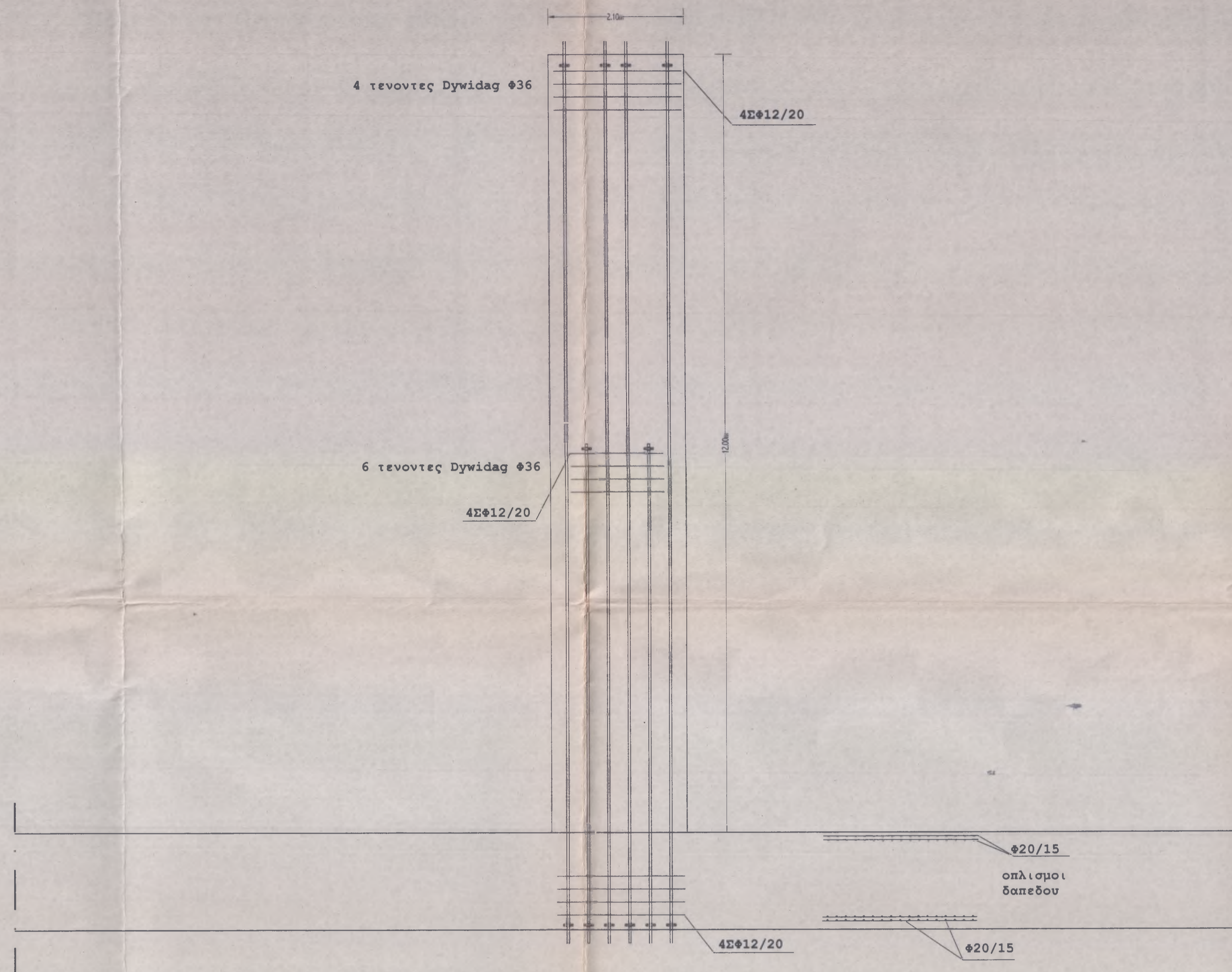


 <p>ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΟΜΕΑΣ</p>	
<p>ΕΡΓΟ</p> <p>ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΓΕΧΥΡΟΥ ΔΑΠΕΔΟΥ ΚΑΙ ΥΨΗΛΟΥ ΤΟΙΧΟΥ ΓΙΑ ΠΕΥΔΟΔΥΝΑΜΙΚΕΣ ΔΟΚΙΜΕΣ ΣΕ ΦΥΣΙΚΑ ΟΜΟΙΩΜΑΤΑ ΚΑΤΑΚΕΚΤΩΝ ΜΕΓΑΛΗΣ ΚΛΙΜΑΚΑΣ</p>	
<p>ΘΕΣΗ ΕΡΓΟΥ</p> <p>ΠΕΔΙΟΝ ΑΡΕΩΣ - ΒΟΛΟΣ</p>	
<p>ΜΕΛΗΤΗΤΕΣ</p> <p>ΜΠΑΤΣΑΡΑΣ ΒΑΣΙΛΕΙΟΣ ΧΑΪΔΑΣ ΣΤΑΜΑΤΗΣ</p>	
<p>ΘΕΜΑ ΣΧΕΔΙΟΥ</p> <p>ΧΑΛΑΡΟΙ ΟΠΛΙΣΜΟΙ ΤΟΙΧΟΥ [T2] ΜΕ ΚΥΦΕΛΩΤΗ ΔΙΑΤΟΜΗ</p>	<p>ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ</p> <p style="font-size: 2em; font-weight: bold; text-align: center;">B4</p>
<p>ΚΛΙΜΑΚΑ</p> <p style="text-align: center;">1:50</p>	<p>ΧΡΟΝΟΣ ΜΕΛΕΤΗΣ</p> <p style="text-align: center;">ΙΟΥΝΙΟΣ 2000</p>

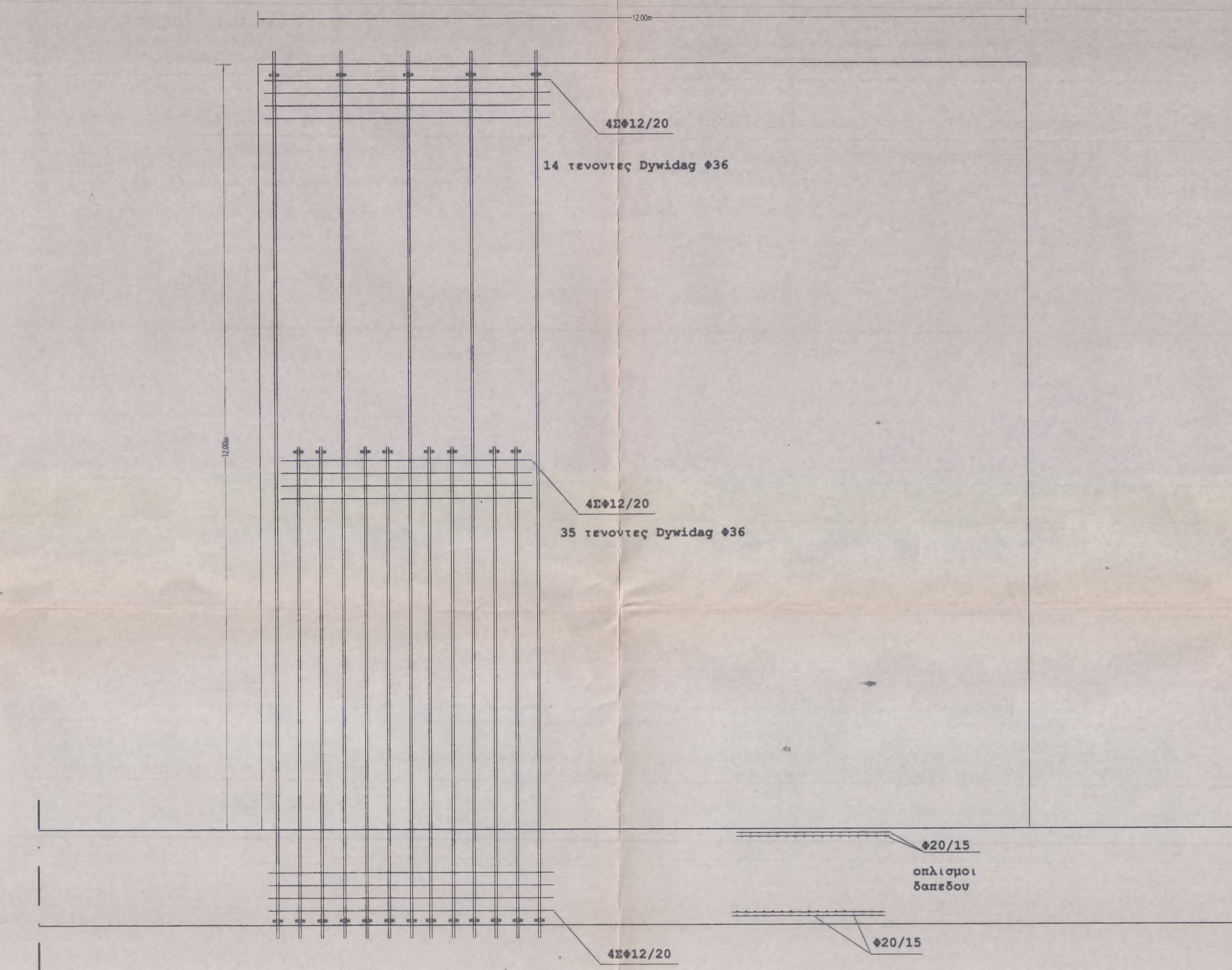
ΥΠΟΜΝΗΜΑ

- 1] Αρχική δύναμη τενόντων: $P=800$ [kN]
- 2] Τένοντες DYWIDAG [St1080/1230]
- 3] Χαλυβας συνδετήρων και διαμήκων οπλισμών [S500]
- 4] Σκυρόδεμα [C30/37]

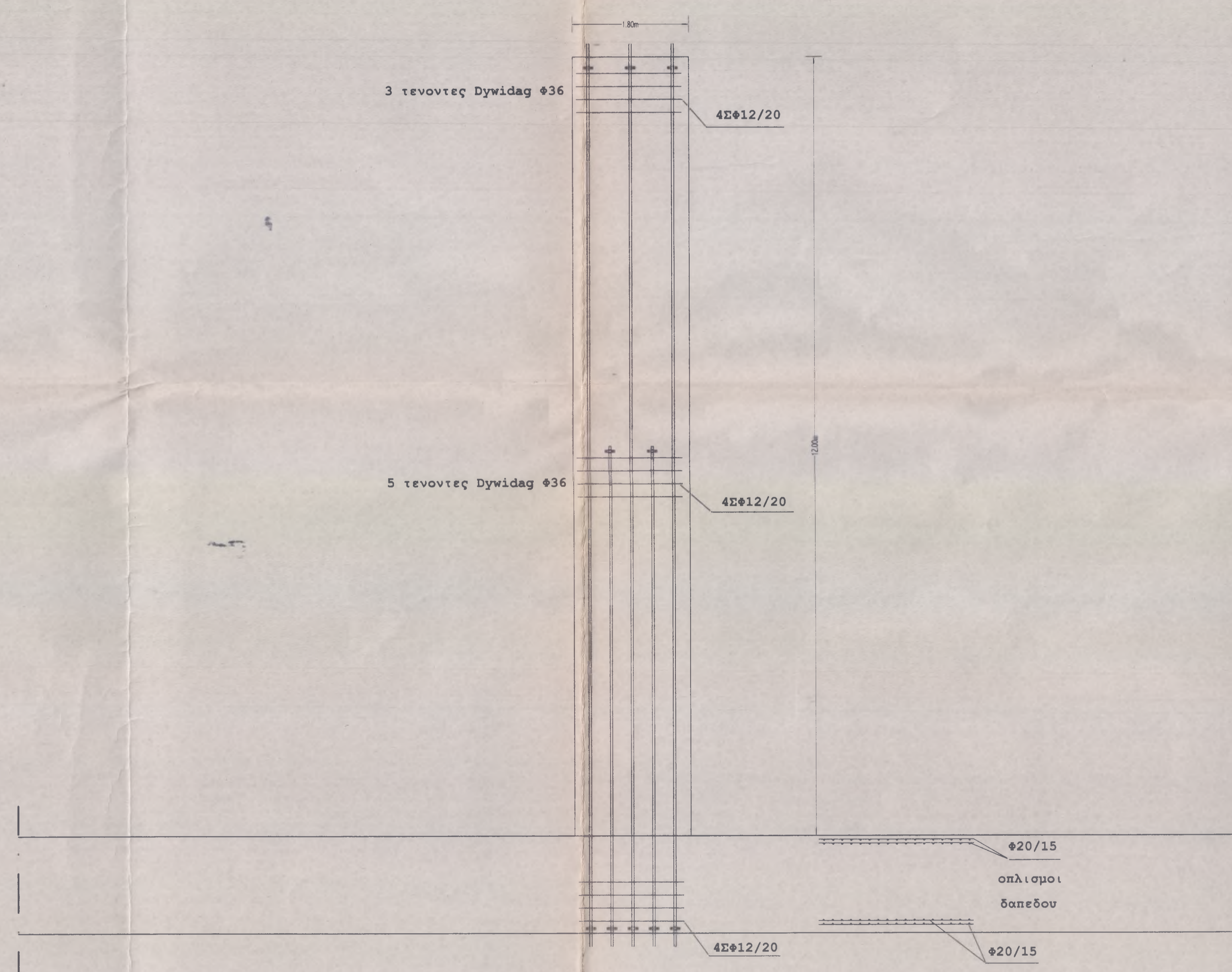
NOTIA ΟΨΗ



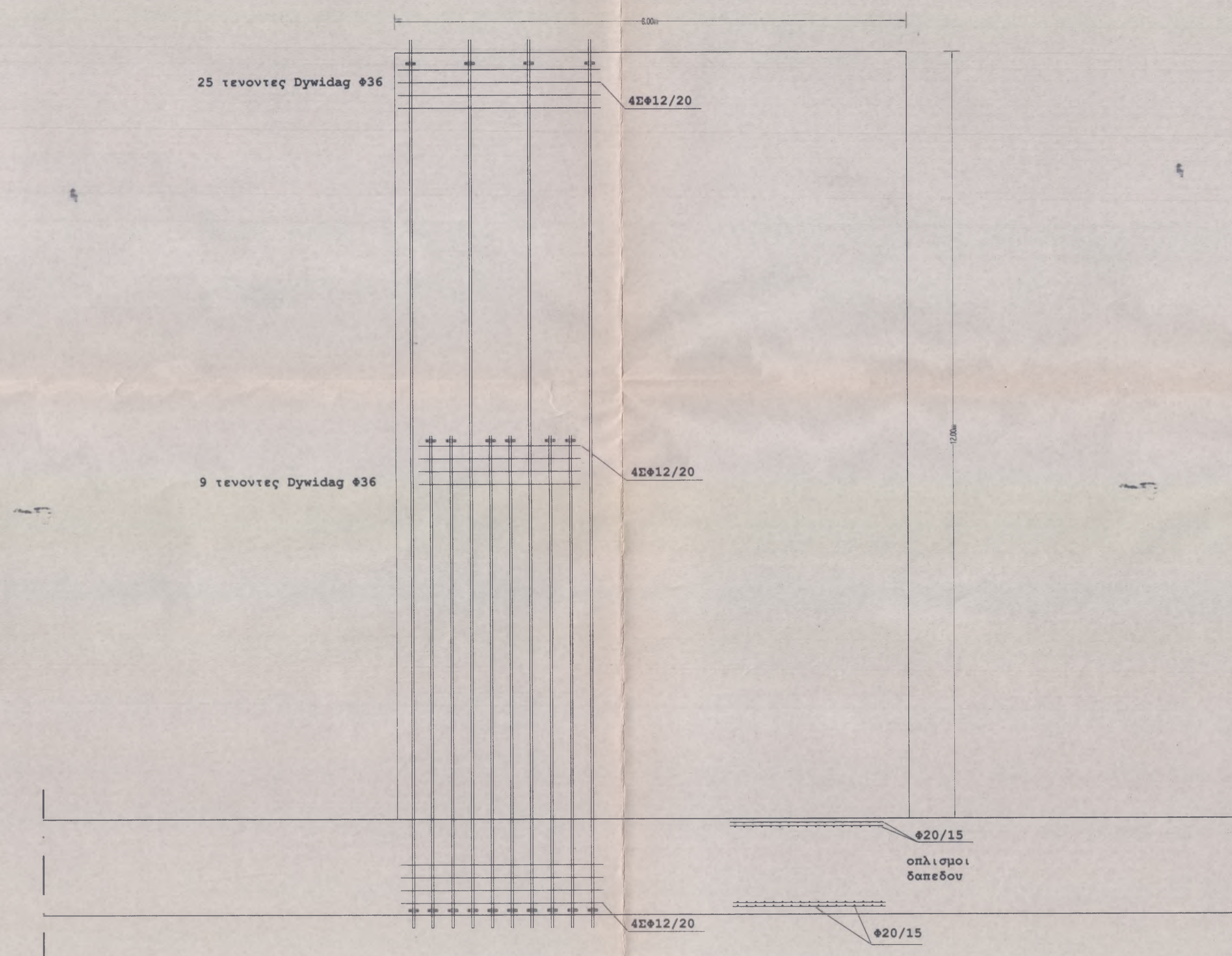
ΑΝΑΤΟΛΙΚΗ ΟΨΗ



ΑΝΑΤΟΛΙΚΗ ΟΨΗ

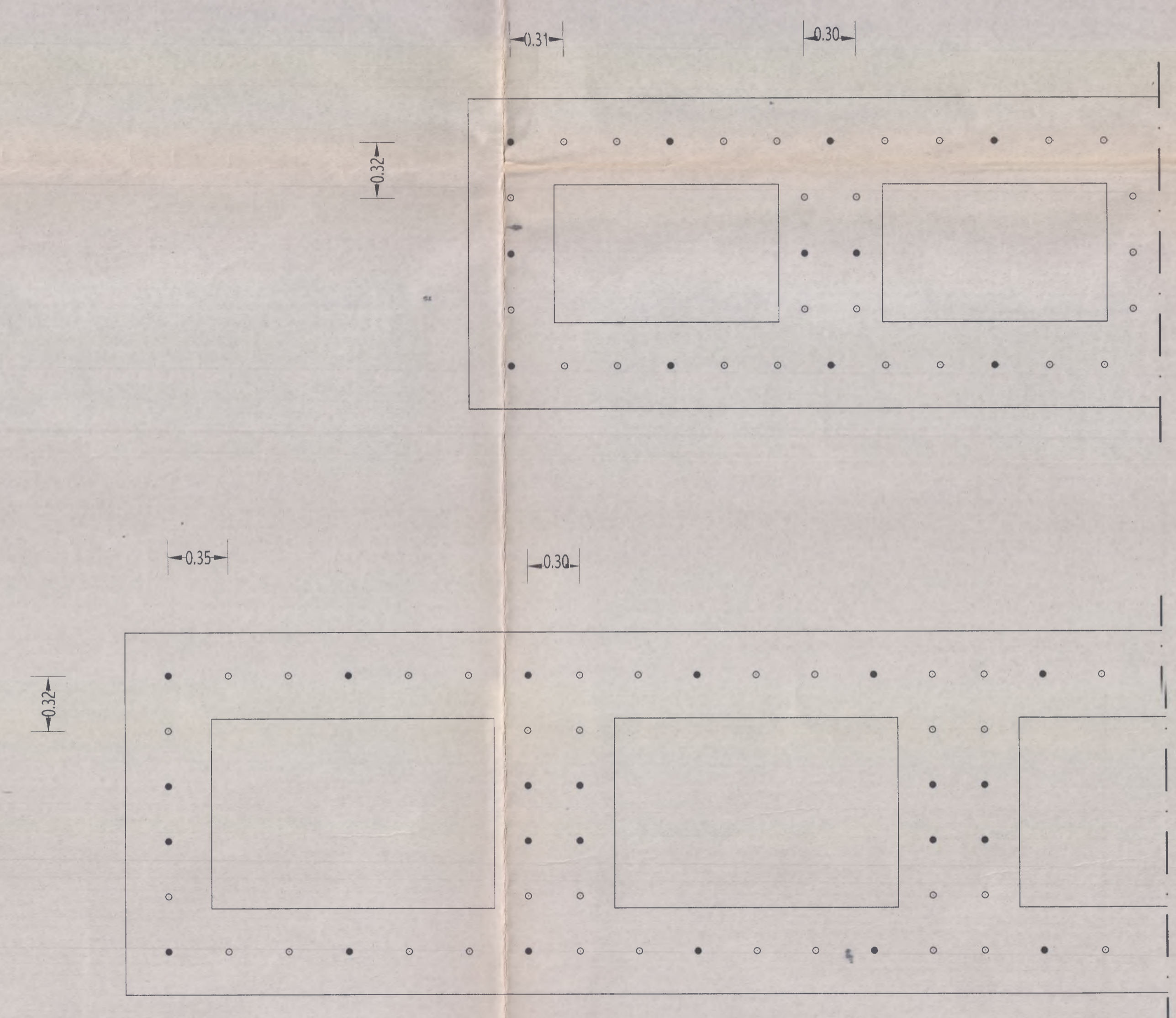


NOTIA ΟΨΗ



ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΑ ΤΕΝΟΝΤΩΝ 1:20

ΤΕΝΟΝΤΕΣ ΣΤΑ 6 m
ΤΕΝΟΝΤΕΣ ΣΤΑ 12 m



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΟΜΕΑΣ

ΕΡΓΟ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΙΣΧΥΡΟΥ ΔΑΠΕΔΟΥ ΚΑΙ ΥΨΗΛΟΥ ΤΟΙΧΟΥ ΓΙΑ
ΓΕΥΔΟΔΥΝΑΜΙΚΕΣ ΔΟΚΙΜΕΣ ΕΕ ΦΥΣΙΚΑ ΟΜΟΙΩΜΑΤΑ ΚΑΤΑΚΕΥΣΩΝ
ΜΕΓΑΛΗΣ ΚΛΙΜΑΚΑΣ

ΘΕΣΗ ΕΡΓΟΥ
ΠΕΔΙΟΝ ΑΡΕΦΩΣ - ΒΟΛΟΣ

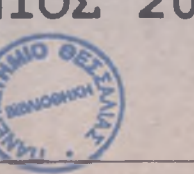
ΜΕΛΕΤΗΤΕΣ
ΜΠΑΤΣΑΡΑΣ ΒΑΣΙΛΕΙΟΣ
ΧΑΪΔΑΣ ΣΤΑΜΑΤΗΣ

ΘΕΜΑ ΣΧΕΔΙΟΥ
ΤΕΝΟΝΤΕΣ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ
ΤΟΙΧΩΝ ΜΕ
ΚΥΦΕΛΩΤΗ ΔΙΑΤΟΜΗ

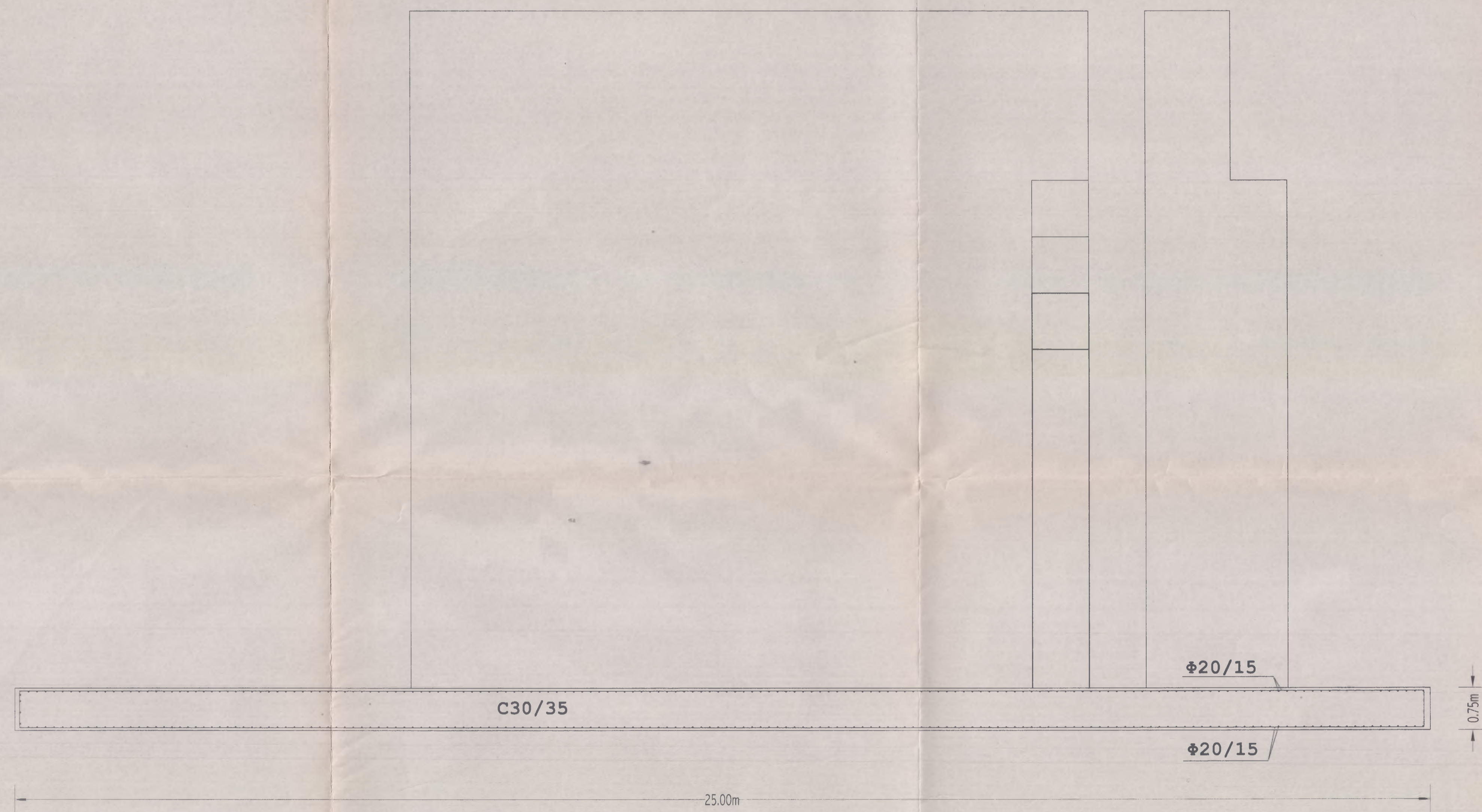
ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ
B5

ΚΛΙΜΑΚΑ
1:50

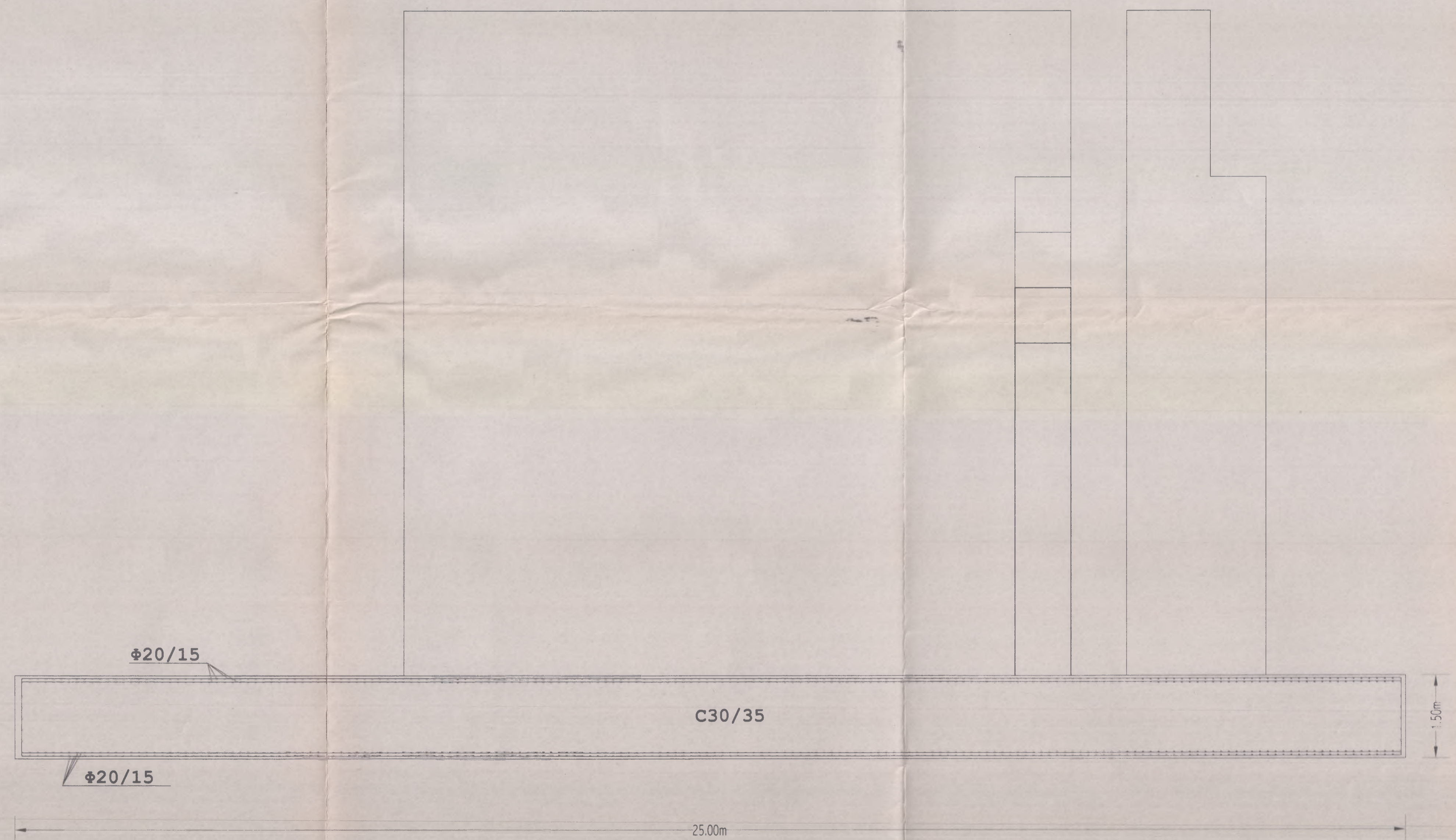
ΧΡΟΝΟΣ ΜΕΛΕΤΗΣ
ΙΟΥΝΙΟΣ 2000



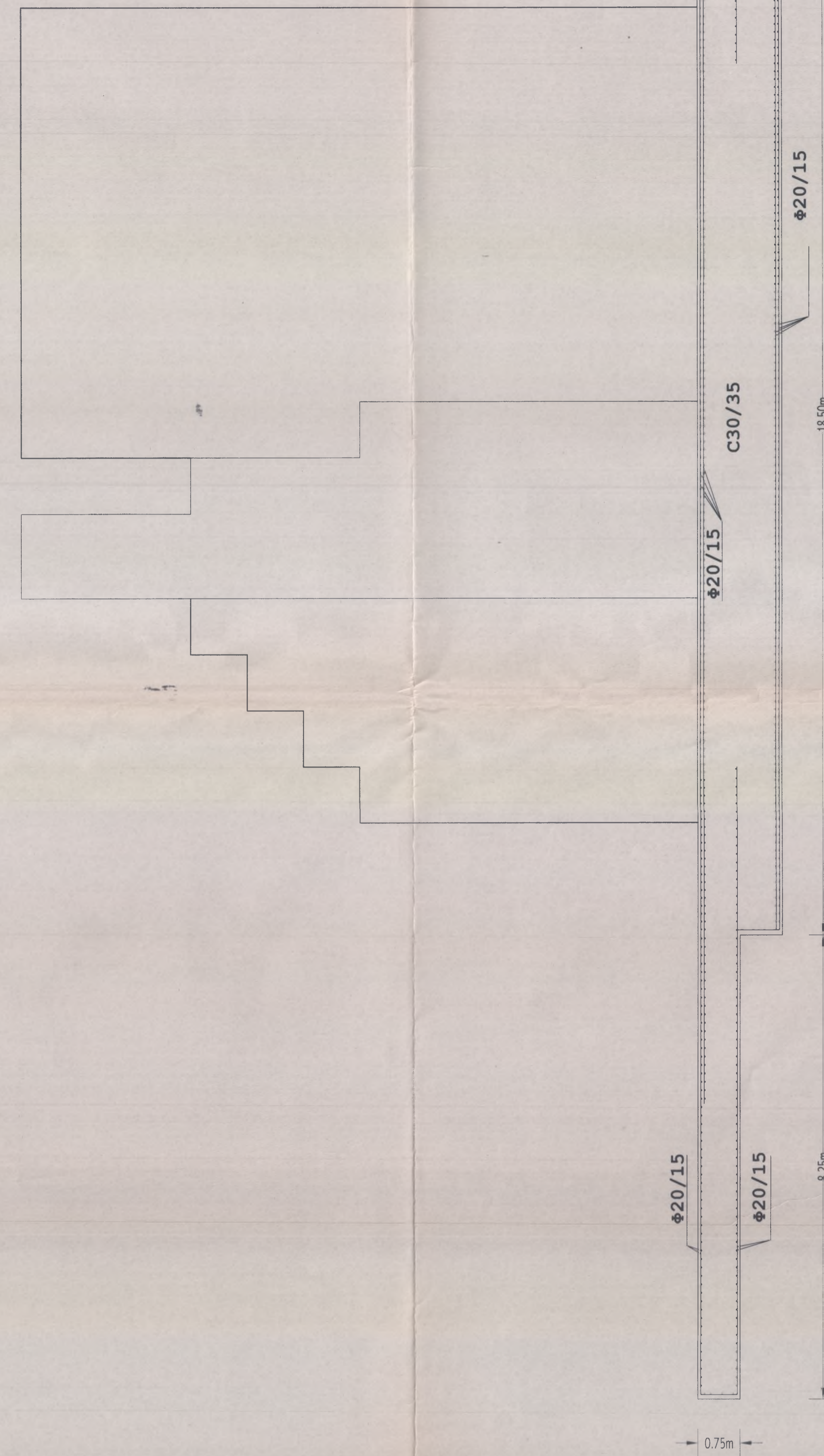
ΤΟΜΗ Β - Β'



ΤΟΜΗ Γ - Γ'



ΤΟΜΗ Α - Α'



ΥΠΟΜΝΗΜΑ

- 1] Αρχική δύναμη τενόντων: P=800 [kN]
- 2] Τένοντες DYNWIDAG [St1080/1230]
- 3] Καλυβας συνδετήρων και διαμήκων οπλισμών [S500]
- 4] Σκυρόδεμα [C30/37]



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΟΜΕΑΣ

ΕΡΓΟ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΓΕΧΥΡΟΥ ΔΑΠΕΔΟΥ ΚΑΙ ΥΨΗΛΟΥ ΤΟΙΧΟΥ ΓΙΑ
 ΨΕΥΔΟΔΥΝΑΜΙΚΕΣ ΔΟΚΙΜΕΣ ΣΕ ΦΥΣΙΚΑ ΟΜΟΙΩΜΑΤΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ
 ΜΕΓΑΛΗΣ ΚΛΙΜΑΚΑΣ

ΘΕΣΗ ΕΡΓΟΥ

ΠΕΔΙΟΝ ΑΡΕΩΣ - ΒΟΛΟΣ

ΜΕΛΕΤΗΤΕΣ

ΜΠΑΤΣΑΡΑΣ ΒΑΣΙΛΕΙΟΣ
ΧΑΪΔΑΣ ΣΤΑΜΑΤΗΣ

ΘΕΜΑ ΣΧΕΔΙΟΥ

ΤΟΜΗ ΔΑΠΕΔΟΥ

ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ

Δ1

ΚΛΙΜΑΚΑ

1:50

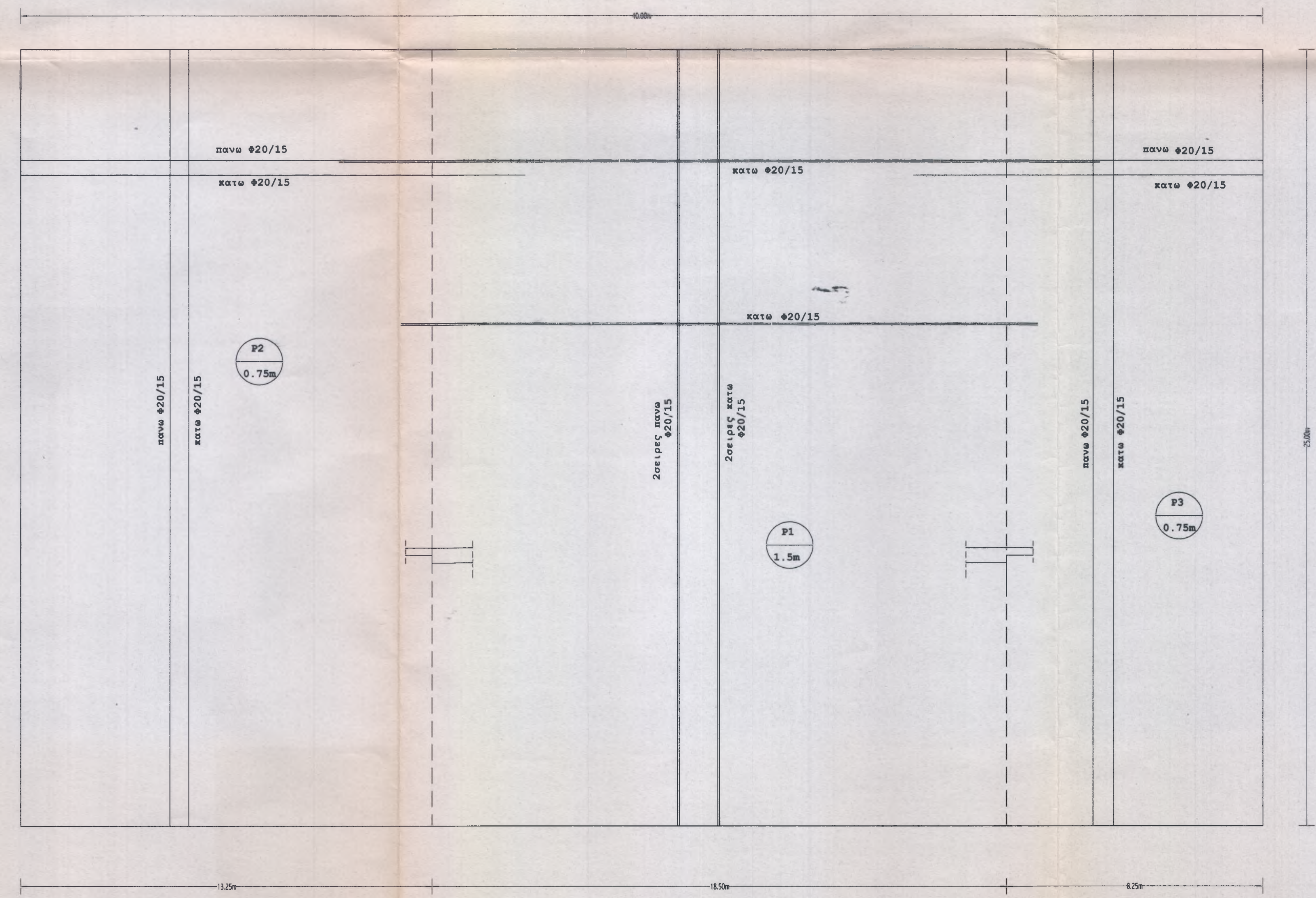
ΧΡΟΝΟΣ ΜΕΛΕΤΗΣ


ΙΟΥΝΙΟΣ 2000



ΥΠΟΜΝΗΜΑ

- 1] Αρχική δύναμη τενόντων: $P=800$ [kN]
- 2] Τένοντες DYWIDAG [St1080/1230]
- 3] Χαλυβας συνδετήρων και διαμήκων οπλισμών [S500]
- 4] Σκυρόδεμα [C30/37]



 **ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ**
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΟΜΕΑΣ

ΕΡΓΟ
ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΙΣΧΥΡΟΥ ΔΑΠΕΔΟΥ ΚΑΙ ΥΨΗΛΟΥ ΤΟΙΧΟΥ ΓΙΑ
ΨΕΥΔΟΔΥΝΑΜΙΚΕΣ ΔΟΚΙΜΕΣ ΣΕ ΦΥΣΙΚΑ ΟΜΟΙΩΜΑΤΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ
ΜΕΓΑΛΗΣ ΚΛΙΜΑΚΑΣ

ΘΕΣΗ ΕΡΓΟΥ
ΠΕΔΙΟΝ ΑΡΕΩΣ - ΒΟΛΟΣ

ΜΕΛΕΤΗΤΕΣ
ΜΠΑΤΣΑΡΑΣ ΒΑΣΙΛΕΙΟΣ
ΧΑΪΔΑΣ ΣΤΑΜΑΤΗΣ

ΘΕΜΑ ΣΧΕΔΙΟΥ
ΚΑΤΩΝΗ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΔΑΠΕΔΟΥ

ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΧΕΔΙΟΥ
Δ2

ΚΛΙΜΑΚΑ
1:100

ΧΡΟΝΟΣ ΜΕΛΕΤΗΣ
ΙΟΥΝΙΟΣ 2000





