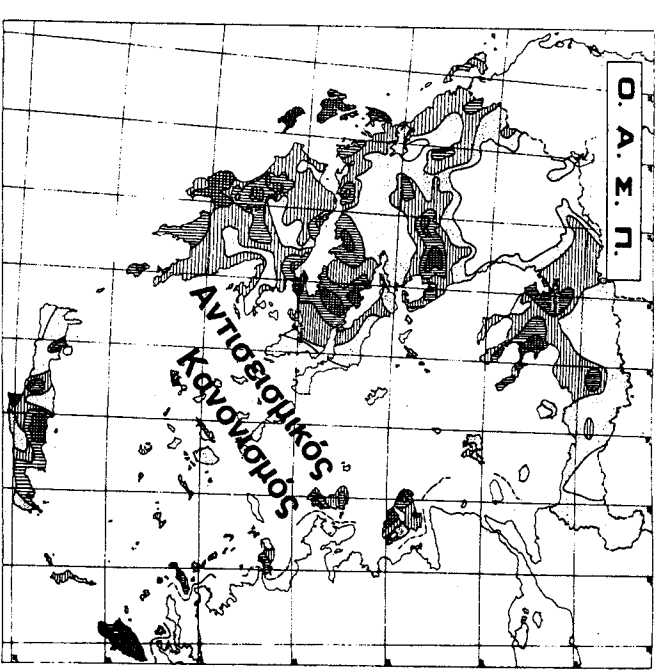


- ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΔΗΜΟΣΙΩΝ ΕΡΓΩΝ
- ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ & ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ



ΕΝΗΜΕΡΩΤΙΚΑ ΣΕΜΙΝΑΡΙΑ

3. Ο.Α.Σ.Π.

ΑΘΗΝΑ 1985

- ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΔΗΜΟΣΙΩΝ ΕΡΓΩΝ
- ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ & ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ

ΕΝΗΜΕΡΩΤΙΚΑ ΣΕΜΙΝΑΡΙΑ ΓΙΑ ΤΟΝ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ

Η σύνταξη του τεύχους ανατέθηκε στον ΙΙολ. Μηχ/κό κ. Β. Παπαγεωργίου
Στο περιεχόμενο του εναρμονίστηκαν απόψεις και παρατηρήσεις εκπροσώπων των
επιστημονικών φορέων και ειδικών επιστημόνων, όπως διατυπώθηκαν στις διαδο-
χικές συσκέψεις που έγιναν με την εποπτεία του ΟΑΣΠ.
Τη δαπάνη για την σύνταξη και έκδοση του τεύχους κάλυψε ο ΟΑΣΠ.

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Όπως είναι ήδη γνωστό ο αντισεισμικός κανονισμός που ίσχυε μέχρι τώρα στη χώρα μας, τροποποιήθηκε και συμπληρώθηκε με διατάξεις οι οποίες δημοσιεύθηκαν στην εφημερίδα της Κυβερνήσεως (ΦΕΚ 239B/16-4-1984). Η υποχρεωτική ισχύς αυτών των διατάξεων αρχίζει ένα χρόνο μετά τη δημοσίευσή τους, ενώ μέχρι τότε ισχύουν παρόλ' αυτά και οι καταργούμενες διατάξεις.

Ο ΟΑΣΠ θέλοντας να συμβάλει ουσιαστικά στην ενημέρωση των μηχανικών πάνω στις νέες διατάξεις ανέλαβε τον συντονισμό και την οικονομική υποστήριξη σεμιναρίων που θα οργανωθούν σε συνεργασία με αρμόδιους φορείς (ΤΕΕ, ΙΤΣΑΚ, σύλλογοι μηχανικών, Πολυτεχνεία, ΥΠΟΠ, ΥΔΕ).

Τα σεμινάρια αυτά, στα οποία ειδικοί επιστήμονες θα αναπτύξουν τις συμπληρώσεις και τροποποιήσεις του αντισεισμικού κανονισμού, θα γίνουν σε διάφορες πόλεις της Ελλάδας και έχουν χαρακτήρα καθαρά ενημερωτικό, ενώ το κύριο βάρος θα δοθεί στην συζήτηση πάνω στις ερωτήσεις που θα τεθούν από τους μηχανικούς που θα τα παρακολουθήσουν.

Παρόλ' αυτά προβλέπεται να υπάρξει και δεύτερος κύκλος σεμιναρίων στα οποία θα επιλεγούνται μεγαλύτερη εμπειρία στα σχετικά με τον αντισεισμικό κανονισμό θέματα.

Στα πλαίσια της προσπάθειας αυτής συντάχθηκε το παρόν τεύχος το περιεχόμενο του οποίου αποτέλεσε αντικείμενο διεξοδικής συζήτησης και σχολιασμού στις συσκέψεις που συγκάλεσε ο ΟΑΣΠ για το σκοπό αυτό, καθώς και για τον προγραμματισμό των σεμιναρίων, με εκπροσώπους των παραπάνω φορέων των μηχανικών, των ΔΕΙ και Υπηρεσιών του Δημοσίου.

Το τεύχος αυτό διανέμεται σαν βασικό βοηθητικό υλικό στους μηχανικούς που θα λάβουν μέρος στα σεμινάρια.

Η προσπάθεια αυτή του ΟΑΣΠ έρχεται να καλύψει τις ανάγκες ενημέρωσης των μηχανικών κατά το μεταβατικό στάδιο που θα ισχύουν οι νέες διατάξεις μέχρι την οριστική σύνταξη και εφαρμογή ενός νέου αντισεισμικού κανονισμού.

ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ
ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ & ΠΡΟΤΕΛΑΙΑΣ
(Ο Α Σ Π)

Π Ε Ρ Ι Ε Χ Ο Μ Ε Ν Α

A. Εισαγωγή.....	1
1. Η ανάγκη για ένα σύγχρονο αντισεισμικό κανονισμό.....	1
2. Οι πρόσθετες διατάξεις.....	10
3. Συνοπτική παρουσίαση των νέων διατάξεων.....	14
B. Αναλυτική παρουσίαση των νέων διατάξεων.....	18
Υ. Παράρτημα σχημάτων και πινάκων	53
A. Ε Π Ι Λ Ο Γ Η	
1. Η ανάγκη για ένα σύγχρονο αντισεισμικό κανονισμό Ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός νομοθετήθηκε το 1959 ύστερα από τους καταστροφικούς σεισμούς της δεκαετίας του 50 (Ιονίων 1953, Δοφίδων 1954, Βόλου 1955, Αμφογού-θήρας 1956 κ.α.). Σήμερα, 30 χρόνια μετά, αλλά έχουν αλλάξει, τόσο στον τομέα της αντισεισμικής μηχανικής όσο και στη συγκέντρωση νέων και την αξιολόγηση παλαιών σεισμολογικών δεδομένων. Μπορεί όμως και अभी η ηλικία ενός κανονισμού να αποτέλσει από μόνη της δικαιολογία για την τροποποίησή του, πολύ περισσότερο όταν δίδεται είναι η εντύπωση ότι ο κανονισμός αυτός προσέδωσε ικανοποιητικά τα κτίρια μας; Αυτό είναι και το κύριο επιχείρημα εναντίον κάθε προσπάθειας για εκσυγχρονισμό του Α.Κ.	

Επιστημονικά όμως τεκμηριωμένες αποδείξεις που να στηρίζουν αυτό τον ισχυρισμό δεν υπάρχουν.

Δεν έχει γίνει, απ'όσο μπορούμε να ξέρουμε, έλεγχος του βαθμού "ασφάλειας" που παρέχει ο κανονισμός σε σχέση με τον αναμενόμενο σελισμό και την "πραγματική" συμπεριφορά των κατασκευών.

Έχοντας τώρα υπ'όψη τον τρόπο με τον οποίο έγιναν οι αντισεισμικές μελέτες για τη συντριπτική πλειονότητα των οικοδομών στη χώρα μας κι ακόμα περισσότερο έχοντας υπ'όψη τον τρόπο με τον οποίο κατασκευάστηκαν αυτές, μπορεί σι'αλήθεια η "ικανοποιητική" συμπεριφορά τους να αποδοθεί στον αντισεισμικό κανονισμό που ακόμα και με τη μέχρι τώρα μορφή του ήταν ουσιαστικά "απών" απ'τη διαδικασία παραγωγής ενός κτιριακού έργου;

Για να γίνει λοιπόν συζήτηση πάνω σ'αυτά τα επιχειρήματα οφείλουμε να ξεκαθαρίσουμε τί εννοούμε "ικανοποιητική" συμπεριφορά και να αποδείξουμε ότι αυτή είναι συνέπεια της εφαρμογής του Α.Κ.

Όμως ακόμα κι όταν το τελικό αποτέλεσμα είναι θετικό πρέπει να ερευνήσουμε αν αυτό οφείλεται σε ορθή εκτίμηση όλων των παραμέτρων του προβλήματος και δεν είναι συγκυριακό προϊόν χονδρειδών προσεγγίσεων όπου κατά σύμπτωση υπερβόλουν οι συντηρητικές, οι υπέρ της ασφάλειας του έργου.

Αλλά και έτσι να έχει το πράγμα θα αρκετούμε στην ευτυχή σύμπτωση και δε θα θεωρούσαμε τη γνώση και την εμπειρία που αποχτήθηκαν τα τελευταία τριάντα χρόνια και τις οποίες αντικειμενικά

αγαπεί ο Α.Κ., σαν επαρκείς δικαιολογίες για την τροποποίησή του;

Υπάρχουν όμως και λόγοι καθαρά πρακτικοί που, αν δεν επιβάλλουν, τουλάχιστο συνηγορούν στην τροποποίηση του Α.Κ.

Ένας βασικός λόγος είναι ότι έχει πλέον επισημοποιηθεί η εφαρμοσμένη εφαρμογή του.

Και είναι μάλλον σίγουρο ότι δύσκολα πείθεται κανείς να διορθώσει ένα λάθος που έχει καλυφθεί "κατ'έθιμον" σε σκοτό.

Ο ασφαλέστερος τρόπος για να μην επαναληφθεί τουλάχιστο το ίδιο λάθος είναι να αντικατασταθεί το τμήμα αυτό με ένα άλλο ολιγώτερο ευαίσθητο και ύποπτο σε παρερμηνείες.

Θα απαιτήσουμε πρώτα μερικά σημεία παραβίασης του ίδιου του κανονισμού και βασικών αρχών της Τεχνικής Μηχανικής (Στατικής και Αυτοχής γλυνών) και τα οποία παρόλα αυτά αποτελούν τον κανόνα στη σύνταξη των αντισεισμικών υπολογισμών:

α. Δείκτες αντίστασης (ακαμψίας)

Η εφαρμογή της "ακριβούς" ελληνικής μεθόδου γίνεται πάνω στο μοντέλο του μονόροφου σχηματισμού και προϋποθέτει την σωστή εκτίμηση του δείκτη αντίστασης κάθε καταρόφου στο χέιλο.

Αυτός για παιδιασικές κατασκευές εξαρτάται απ'το βαθμό πάκωσης του υποστρώματος στα δοκάρια που συντρέχουν στα άκρα του παράλληλα προς τη διεύθυνση που εξετάζεται. Είναι πρακτικά ανεξέσπρητος απ'τον τρόπο κατανομής της τέμνουσας στους υπερκείμενους ορόφους και απ'τη στάθμη του εξετάζόμενου ορόφου, με εξαίρεση τον κατώτατο όροφο όπου οι στύλοι θεωρούνται πλήρως πακτωμένοι

ή αθρωστοί (κυρίως για μεταλλικές κατασκευές) στη στη βάση τους. (Φύλλα 3 + 18) Σε φορείς που αποτελούνται από τοιχώματα, όπου μ' άλλα λόγια ο βαθμός κάμψης στα δοκάρια είναι ανελητός και μπορεί ν' ανυψωθεί εξοικονομώντας το τοίχωμα με πολύπορο πρόβολο, ο δείκτης αντίστασης εμπειδ-
ξεται καθοριστικά απ' την κατανομή της τέμνουσας
και τη θέση της εξεταζομένης στέρσης. (Φύλλα 1 και 2)

Απ' το τελευταίο συνάγεται ότι τα ποσοστά του οριζόντιου φορτίου που αναλαμβάνουν τα τοιχώματα και τα πλάγια μιάς μικτής κατασκευής δεν είναι σταθερά σ' όλο το ύψος ακόμα και αν οι αδρανειακές τους ιδιότητες διατηρούνται σταθερές.

Είναι σε όλους γνωστό ότι πολύ σπάνια, αν ποτέ, έγινε σε αντισεισμικούς υπολογισμούς διαφοροποίηση της ακαμψίας των τοιχωμάτων καθ' ύψος ή μείωση της ακαμψίας των στύλων για να ληφθεί υπ' όψη η ελαστική πίκωση . Ανεμάντιας έχει καθιερωθεί να θεωρείται σαν κατώτατο όριο η ακαμψία του προβόλου (25% της αμφί-πакτης) παρά το ότι ακαμψίες στύλων σημαντικά μικρότερες δεν είναι σπάνιες (π.χ. στύλοι με πολύ ασβε-νείς ή χωρίς δοκούς στα άκρα τους) .

Ειδικότερα στα τοιχώματα οι μικρές (σχετικά ακό-μα και πρὸς τον πρόβολο) ακαμψίες είναι ο κανό-νας, μπορεί μάλιστα στους ανώτερους ορόφους πολυο-ρόφων τοιχωμάτων συσχυγμένων με ισχυρά πλάγια να προκύψουν και "αρνητικές" τιμές.

Αυτό οδηγεί στο ότι η χρησιμοποίηση του μονορόφου
μοντέλου γιὰ τον ορισμό και τον προσδιορισμό
των δεικτών ακαμψίας δεν έχει γενική εφαρμογή.

Γίνεται λοιπόν φανερό ότι ενώ στα πλάγια οι δείκτες ακαμψίας είναι μιά σταθερά (αναλόγως)

του συστήματος, στους πρόβλους (τοιχώματα) οι τιμές τους εξαρτώνται απ' τη στέρση του ορόφου και την κατανομή της τέμνουσας και, κατά συνέπεια, απ' τις ιδιότητες του υπόλοιπου σχηματισμού στον οποίο μαζί με το τοίχωμα - πρόβολο θα κατανεμηθούν τα οριζόντια φορτία.

β. Ποτές στύλου

Και αν υποθέσουμε ότι η κατανομή του σεισμικού φο-ρτίου έγινε με τρόπο που προσεγγίζει την πραγμα-τική παραμένει το πρόβλημα να υπολογισθούν οι ποτές των στύλων (και των δοκαριών) .

Για το σκοπό αυτό είναι απαραίτητο να εκτιμήσουμε το σημείο μηδενισμού των ποτών στους στύλους.

Αυστηρές προϋποθέσεις που έγιναν να βρεθεί η θέση του σημείου αυτού μέσω ανάλων κλειστών τύπων δεν ευτύχησαν στο τελικό αποτέλεσμα.

Οι τύποι αυτοί δεν καλύπτουν περισσότερο ικανοποιητικά την πείδη απ' τις συνθήκες της προσεγγιστικής ελλειψικής μεθόδου όπου ορίζονται τα σημεία αυτά ανάλογα με τη στέρση και τη θέση του στύλου στον όροφο (βλ. Α. Ρουσσοπούλου: ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΑΙ.

ΚΑΤΑΚΕΧΑΙ, Αθήνα 1956, σελ. 61 κ.ε.)

Όσο ο βαθμός ελαστικής πέκωσης των στύλων μειώνεται τόσο αυξάνει η ανελιμιστία αυτών των τύπων.

γ. Στροφή πλάκας

Οι μηχανικοί αποφεύγουμε τον αντισεισμικό υπολογισμό με στροφή όχι τόσο για τις ανεπιθύμητες συνέπειες που έχει η στροφή στα δομικά στοιχεία αλλά για λόγους ελαχιστοποίησης των υπολογισμών.

Σήμερα όμως δεν μπορούμε να μιλάμε για υπολογιστικό πρόβλημα ενώ το πότε η επιρροή της στροφής είναι ανε-λητέα είναι εύκολο να προσδιοριστεί. (θα μπορούσε π.χ. να μπει σαν κριτήριο η μέγιστη επιβάρυνση λόγω στροφής να είναι κατώτερη του 10% εκείνης χωρίς στροφή) .

6. Παράρτημα

Χωρίς παραπέρα σχολιασμό, δς θυμηθούμε μόνο το μυστήριο που καθύπτει τους αντισεισμικούς υπολογισμούς στην περίπτωση ύπαρξης παταριών.

ε. Έλεγχοι ιδέων

Οι έλεγχοι των ιδέων περιορίζονται στον έλεγχο ροής κλίσης με αξονική δύναμη. Κι εκεί ο έλεγχος περιορίζεται μόνο στη θλιβόμενη ιδέα του σκυροδέματος και οι σπλιμοί προκύπτουν απ' τις ανάγκες σε θλιβόμενο σπλιμό. Χωρίς να είναι συχνές δεν είναι όμως απίθανες και οι περιπτώσεις όπου καθοριστικός είναι ο εφελκυσμένος σπλιμός (κυρίως σε άκαμπτα στοιχεία με μικρό αξονικό φορτίο π.χ. τουράκια). Όλοι κόνουμε έλεγχο Saliger αλλά ελάχιστα αναζητούν και τη θέση της ουδέτερης γραμμής σαν κριτήριο απάιτησης εφελκυσμένου σπλιμού. Εξ' άλλου σε διάφορες ελληνικές τεχνικές εκδόσεις ο σχετικός Πίνακας 90 του Saliger (Βλ. R. Saliger "Der Stahlbetonbau, 8. Aufl, Wien 1956, σελ. 294) παραλείπεται και δίνεται μόνο ο πίνακας 89.

Με δεδομένο λοιπόν ότι ο έλεγχος κλίσης, στα τυχώματα τουλάχιστον, είναι ανεπαρκής το κανό ολοκληρώνεται με τη συχνή παράλειψη του ελέγχου διάτρησης παρά το γεγονός ότι η τέμνουσα δύναμη των τυχωμάτων, στο ισόγειο τουλάχιστον, προκύπτει αρκετά μεγάλη.

Το αποτέλεσμα αυτής της πρακτικής το διαπιστώσαμε με τις γνωστές χιαστί ρωγμές και θραύσεις σε ένα σωρό τυχώματα ανελκυστήρων.

Αν όμως αυτά είναι μερικά απ' τα σφάλματα και τις παραλείψεις που γίνονται στη σύνταξη των αντισεισμικών μελετών και για τά οποία το κύριο μέρος της ευθύνης πέφτει σε μας του μηχανικού, δς δούμε και τον ίδιο τον κανονισμό πώς κρίνεται σήμερα.

α. Κατ' αρχήν δς δούμε πώς έβλεπαν τη μεθοδολογία που περιέχει ο Α.Κ. οι ίδιοι οι δημιουργοί του:

" Η ενταύθα μελέτη του προβλήματος αφορά την λύση δια στατικών μεθόδων, ήτις είναι επαρκής δι' οικοδομής μικρού ύψους και ομοσώμου δομής, δς και αι συνήθειες παρ' ημίν" (Α. Ρουσόπουλου: ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΑΙ ΚΑΤΑΓΚΕΥΑΙ, Αθήνα 1956 σελ. 3)

Υπάρχει δηλαδή, δν και όχι διατυπωμένος μέσα στο κείμενο του κανονισμού, ένας περιορισμός, με ασφαλή βεβαίως όρια, όσον αφορά το πεδίο ισχύος της προτεινόμενης μεθόδου.

Λαβαίνοντας υπόψη ότι οι σπερινές οικοδομές είναι αρκετά διαφοροποιημένες και δς πός το ύψος και δς πός το μήκος των ανοιγμάτων σε σχέση με τις πός σφάντα και πνήντα χρόνων, αναρωτιέται κανείς μήπως και οι ίδιοι οι συντάκτες του Α.Κ. δεν θα τις περιλάμβαναν στην περιοχή ισχύος του.

Αυτό φαίνεται και απο το ότι η οικοδομή δεν αντιμετωπίζεται σαν ταλαντούμενος σχηματισμός αλλά παρακολουθεί επικριβώς την κίνηση του εδάφους σαν απολύτως στερεό σώμα:

" Κατά την προμνημονευθείσα αρχήν του d'Alambert δέον αύται (αι σεισμικαί δυνάμεις) να ληθούν ίσαι πός το γινόμενον του βάρους των μαζών της κατασκευής επι τον λόγον της επιταχύνσεως του σεισμού πός την επιτάχυνσιν της βαρύτητος."

(Α. Ρουσόπουλου: το ίδιο)

Όσο για το σεισμικό συντελεστή ε γράφει παρακάτω (σελ. 43) :

" Ο λόγος της επιταχύνσεως του σεισμού προς την επιτάχυνση της βαρύτητας $\varepsilon = \frac{a}{g}$ καλείται σεισμικός συντελεστής » ,

ενώ στον πρόλογο της πρώτης έκδοσης του ίδιου βιβλίου διαβάζουμε :

" Η δυσχέρεια ακριβούς επιδόσεως του δυναμικού προβλήματος μας οδηγεί εις το να υπολογίζωμεν τας σεισμικές δυνάμεις ως ενεργούσας στατικές, οπότε εις την εκτίμησιν του σεισμικού συντελεστού υποτίθεται ότι έχει συμπεριληφθή και η εκ της δυναμικής δράσεως επαύξησις".

Συμπέρασμα: Ο σεισμικός συντελεστής εκφράζει την μέγιστη σεισμική επιτάχυνση με κάποια πιθανή αλλά μη προσδιορισμένη προσαύξηση και τα κτίρια θεωρούνται τελείως άσκαμπτα.

Οι αντιρρήσεις μας στο σημείο αυτό εστιάζονται τόσο στις τιμές και στο περιεχόμενο του σεισμικού συντελεστή όσο και στα τελείως άσκαμπτα κτίρια, παραδοχή που άν κάποτε μπορούσε να θεωρηθεί σχετική εύλογη, σήμερα κρίνεται σαν εξωπραγματική. (Άρθρο 2 Π.ν. 1 και Άρθρο 4 Π.ν. 2)

Β. Το ότι ο Α.Κ. λαβαίνει υπόψη τον παράγοντα έδαφους θα μπορούσε να χαρακτηριστεί πρωτοποριακό για την εποχή του.

Ο σημερινός αντίλογος, πέρα απ'την ανάγκη σαφέστερου και ενδεχομένως με ποσοτικά κριτήρια διαχωρισμού των εδαφών, έγκειται στο ότι δεν είναι κυρίως η ενίσχυση της σεισμικής επιτάχυνσης το κύριο γνώρισμα των μη συμπαγών εδαφών, (πολλές φορές έχει παρατηρηθεί το αντίθετο) αλλά η ποιοτική μεταβολή της εδαφικής κίνησης η οποία συνίσταται στην αύξηση της περιόδου ταλάντωσης. (Άρθρο 3 και 4.2).

γ. Ο σεισμικός συντελεστής που υπερέχεται στους υπολογισμούς δεν είναι μιά σταθερά εξαρτώμενη μόνο απ'τις γεωγραφικές συντεταγμένες όπως προβλέπεται στον Α.Κ. αλλά κι απ'τις ιδιότητες (κυρίως την ιδιοπερίοδο) της ταλαντούμενης οικοδομής. (Άρθρο 4.2)

δ. Εφόσον η οικοδομή ταλαντώνεται, οι επιταχύνσεις που αναπτύσσονται στις διάφορες στάθμες είναι διαφορετικές απ'την εδαφική επιτάχυνση, και μεταξύ τους και κατά συνέπεια τα ισοδύναμα στατικά φορτία δεν επιτρέπεται να υπολογίζονται με σταθερό ε γιά όλους τους ορόφους όπως συστήνει ο Α.Κ. (Άρθρο 4.2)

ε. Ο έλεγχος της επάρκειας των κόμβων επιβάλλεται μόνο στους περιμετρικούς ενώ θα έπρεπε να ζητείται για όλους (Άρθρο 6.3.α).

στ. Τέλος με το άρθρο 8 επιτρέπεται ουσιαστικά η δόμηση μη αντισεισμικών οικοδομών. Καί ενώ με το Άρθρο 6.3.α ο ειδικός περιμετρικός έλεγχος δοκών και υποστυλιδμάτων επιβάλλεται ακόμα και σ'αυτή την περίπτωση είναι γνωστό ότι τέτοιο πράγμα πολύ σπάνια γινόταν.

Εξ'άλλου πάνω σ'αυτή την απαλλαγή στηρίχτηκαν διάτάξεις του κανονισμού αμοιβών και με βάση αυτήν θεσμοθετήθηκαν δικαιώματα μέλτης σε μη δικαιούμενους να συντάξουν αντισεισμικούς υπολογισμούς.

Το αποκρύψιμα αυτού του άρθρου είναι το εδάφιο δ όπου σαν ελάχιστος οπλισμός καθορίζεται η εσχάρα 08/25.

Η διάταξη αυτή τηρήθηκε πιά πιστά απ'όλες και τις συνέπειές της τις γνωρίσαμε όλοι πιά κακά.

Απ'όλα τα παραπάνω, που δεν ισχυρίζομαστε ότι εξαντλούν το θέμα, (δεν αναφερθήκαμε εξ'άλλου στις ελαττώσεις του Α.Κ.) αβίαστα συνάγεται ότι η ανάγκη για ένα σύγχρονο και πλήρη κανονισμό είναι άμεση.

2. Οι πρόσθετες διατάξεις

α. Ιστορικό

Οι σκοποί του 1981 συντάχθηκαν και αφορούσαν την "ασφαλή" και "αντισεισμική" Αθήνα όπως ακριβώς είχε γίνει δομική χρόνια πριν και στη Θεσσαλονίκη. Οι εκτεταμένες υλικές ζημιές και οι άμεσες και έμμεσες επιπτώσεις στην κοινωνική και οικονομική ζωή δύο περιοχών που είναι συγκεντρωμένο το 50% του πληθυσμού της χώρας έδειξαν ότι το θέμα του Α.Κ. δεν μπορούσε να μείνει πλέον στο επίπεδο των θεωρητικών συζητήσεων. Η ανάγκη για κάποιες άμεσες οδηγίες ήταν επιτακτική.

Έτσι στο έγκριστο τεύχος 1158α/Ιαύνιος 1981 του Ενημερωτικού Δελτίου του ΤΕΕ δημοσιεύτηκε ένα κείμενο σχεδίου "Προσθέτων διατάξεων" για συμπλήρωση του Αντισεισμικού Κανονισμού, με σκοπό να ενημερωθούν οι μηχανικοί προκειμένου να ασκήσουν κριτική και να προτείνουν και άλλες διατάξεις για να ενσωματωθούν σ' αυτό πριν το τελικό κείμενο των προσέτων διαβιβαστεί στους αρμόδιους κυβερνητικούς παράγοντες για πρόδηση και άμεση κοινοποίηση.

Στην πρόκληση για κριτική ανταποκρίθηκαν 27 (εικοσιεφτά) μεμονωμένοι Πολιτικοί Μηχανικοί και 5 (πέντε) συλλογικοί φορείς.

Οι 32 επιστολές αναλύθηκαν και ταξινομήθηκαν όλες μαζί σε κριτική και προτάσεις και άρρο από ομάδα εργασίας αποτελούμενη από τους: καθηγητή κ. Θ. Τάσιο και Ε. Παπαγεωργίου, Πολιτικό Μηχανικό, οι οποίοι αφού απάντησαν σ' όλες τις παρατηρήσεις αναδιατύπωσαν το αρχικό κείμενο. Το νέο κείμενο υποβλήθηκε στο ΤΕΕ/Ελληνικό Τμήμα Σκυροδέματος μαζί με τις απαντήσεις σ' όλα τα σημεία που έδιναν οι 32 κριτικές επιστολές.

Η εκτελεστική επιτροπή του Ελληνικού Τμ. Σκυροδέματος ύστερα από λεπτομερειακή και διεξοδική συζήτηση επέφερε ορισμένες τροποποιήσεις και διατύπωσε το τελικό κείμενο του σχεδίου το οποίο αφού εγκρίθηκε και από το Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών του ΤΕΕ υποβλήθηκε στο Υπουργείο Δημοσίων Έργων για θεσμοθέτηση.

Στο ΥΔΕ έγινε νομοπαρασκευαστική επεξεργασία του κείμενου των προσέτων διατάξεων με τη βοήθεια επιστημονικής επιτροπής αποτελούμενης από τους:

- Σ. Αγγελίδης, τ. καθ. ΕΜΠ
- Θ. Τάσιο, καθ. ΕΜΠ
- Δρ. Αλ. Παύλας, Διευθυντή ΥΔΕ, Πολ. Μηχ.
- Χ. Κωστής, Πολ. Μηχ.
- Ε. Παπαγεωργίου, Πολ. Μηχ.

με σκοπό την ένταξη τους στο σώμα του ισχύοντος Αντισεισμικού Κανονισμού.

Το κείμενο αυτό στάλθηκε για γνώμηση στον Οργανισμό Αντισεισμικού Έλεγχου και Προστασίας (ΟΑΕΠ) μετά τη σύμφωνη γνώμη του οποίου εκδόθηκε η απόφαση αρ. ΕΔ2α/01/441 Φ.Ν275/4.4.84 του Υπουργού Α.Ε. η οποία το θεσμοθετούσε.

Στο τεύχος 1324/Αυγούστος 1984 του Ενημερωτικού Δελτίου του ΤΕΕ δημοσιεύτηκε ολόκληρος ο Αντισεισμικός Κανονισμός (προηγούμενες και πρόσθετες διατάξεις) μαζί με τα επεξηγηματικά σχόλια των τελευταίων.

Δείξει να σημειωθεί ότι όλες οι επιτροπές και οι ομάδες εργασίας που απαγορεύθηκαν σ' όλες τις φάσεις της παραπάνω διαδικασίας εργάστηκαν χωρίς αμοιβή.

β. Βασικοί στόχοι

Η πρωτοβουλία για την υλοποίηση των προσέτων διατάξεων ανήκει στο ΤΕΕ το οποίο ήταν και ο κύριος μοχλός, που μέσα απ' τα τμήματα και τις επιτροπές του κίνησε όλες τις διαδικασίες μέχρι την τελική φάση.

Παρά το ότι μετά τους σεισμούς των Αθηνών και το θέμα ήταν ζέον, η ανταπόκριση του κλάδου στην πρόκληση για κριτική ήταν πολύ φτωχή, της τάξης του 3% (τρία τοις χιλίοις).

Όμως, παρά το ανεπίσημο χαρακτηρισμό που είχε το αρχικό μέγεθος και παρά τη σκληρή μοιτική που εκ των υστέρων του γίνεται, είναι γεγονός ότι αποτέλεσε απ' την πρώτη στιγμή αντικείμενο συζητήσεων και προβληματισμών. Πάραυτα η μακαριότητα των πινάκων και της πλήρους αφαίρεσης και ξανάβαλε το μηχανικό αντιμέτωπο με το έργο του.

Έδωσε αφορμή για νέα ερωτηματικά και για επιστροφή σε ξεχασμένα βιβλία και αναζήτηση νέων. Ο ρόλος των πρόσθετων διατάξεων υπήρξε καταλυτικός για την εισαγωγή των νέων αντιλήψεων και για την προώθηση της ολοκληρωτικής ανασύνταξης του Α.Κ.

Είναι γεγονός ότι πολύ πριν δημοσιευτούν με τη μορφή τυπογραφικής απόφασης πολλοί συνάδελφοι έκαναν χρήση αυτών των οδηγιών χωρίς να υπάρχει τυπικά τέτοια υποχρέωση.

Οι πρόσθετες διατάξεις δεν φιλοδοξούν να αποτελέσουν "την" τροποποίηση του κανονισμού αλλά απλώς μέσα από μερικά νέα άρθρα να συμπληρώσουν ορισμένα κενά του που κρίθηκε αναγκαίο με βάση το είδος και τη συχνότητα των ζημιών που διαπιστώθηκαν μετά τους σεισμούς.

Ακόμα σε μερικά σημεία επαναλαμβάνουν με σκοπό να τις θυμίσουν, διατάξεις που υπήρχαν ήδη στον κανονισμό ή θίγουν θέματα που μπορεί να θεωρούνται αυτονόητα δεν σημαίνει όμως ότι τηρούνται ή λαβαίνονται υπ' όψη.

Η βασική φιλοσοφία των προσθέτων διατάξεων και οι κύριοι στόχοι, μέσα από επιμέρους ελέγχους και περιορισμούς,

είναι α) η σαφής διαμόρφωση του συστήματος ανάληψης των σεισμικών φορτίων β) Ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών με μεθόδους που να λοχούν για το εκδότοτε στατικό σύστημα (πλάισια - τοιχώματα - μικτοί φορείς κ.τ.λ.)

γ) η δόμηση των μελών του έτοι που να ανταποκρίνονται, κατά το δυνατόν, στο είδος και στο μέγεθος των μελλοντικών καταπονήσεων (εναλλασσόμενης φοράς με πιθανότητα υπέρβασης των ορίων ελαστικής συμπεριφοράς του φορέα) και δ) ο καθορισμός των σημείων απ' τα οποία θα αρχίσει εμφάνιση των πλαστικών αρθρώσεων σε περίπτωση λοχού σεισμού.

Δεν αποτέλεσε αντικείμενο των διατάξεων αυτών η συνολική τροποποίηση του Α.Κ., η κάλυψη όλων των ελλείψεων του και η πρόβλεψη οδηγιών για κάθε περίπτωση.

Ήταν, και παραμένουν, ένα μέγεθος επείγοντος και προσωρινού χαρακτήρα με στόχο την αύξηση της ασφάλειας των οικοδομών μέσα στα πλαίσια του λοχού Α.Κ. και του κανονισμού Έργων Ολοκληρωμένου Εγκυροδέματος.-

3. Συντομία προουσία των νέων διατάξεων

Ποίν προχωρήσουμε ως διορθώσουμε ορισμένες τυπογραφικές αβλεψίες στο κείμενο του κανονισμού ή στα σχόλια όπως δημοσιεύτηκαν στο τέυχος 1324 του Ενημερωτικού Δελτίου.

Δελίδα 18, στίχος 23: να γραφεί. Σχήλια 5 αντί Σχήλια 3
 Δελίδα 23, στίχος 18: να διαγραφεί το "68" και να συμπληρωθεί το κείμενο ως εξής:

.....
 (όπου παρ' τα ε/2 (ένα ε ο ορισμικός συντελεστής) " της κατακόρυφου φορτίσεως "και πάντως ουχί μεγαλύτερου του 68 τώνης" δόση.....

Δελίδα 28, τελευταίος στίχος: να προστεθεί: "Υπέρ δοκός καταμένονται οι ροές οι οποίες προκύπτουν από τον κανονικό αντισεισμικό υπολογισμό στην κερπή και τον πόδα των υποστυλμάτων με τα οποία διασυνδέονται."

Δελίδα 28, τελευταίος στίχος: να γραφεί της δοκός "1/2 ε Νο" στον

Δελίδα 38, προτελευταίος στίχος: να γραφεί "όλα υποστυλμάτων" αντί "ακραία υποστυλμάτων"

Δελίδα 64, στίχος 3: να γραφεί: "(N= αμελητέο)" αντί "(N<<)"

Δελίδα 65, προτελευταίος στίχος: να γραφεί "πλάστιγγα" αντί "πλάστιγγα"

Δελίδα 70, Στο μετωπικό δεξιά σέλιδο οκτίο να γραφεί "ύψος" αντί "ύψους"

Οι νέες διατάξεις είναι κατά σειρά οι ακόλουθες:

- (1) Άρθρο 4 § 2α) : Διευκρινιστική σπουδαιότητας
- (2) " 5 § 2β) : Κατανομή σεισμικών φορτίων καθ' ύψος
- (3) " 5 § 1ε63: Επιρροή κλίσεων
- (4) " 5 § 1ε64: Έλεγχος δυνατότητας μεταβίβασης σεισμικών φορτίων.
- (5) " 5 § 2ε62: Επιρροή μετώπης τοίχων τμήματος
- (6) " 5 § 8 : Εγκατάσταση αλυσίδων στο σκελετό
- (7) " 5 § 9 : Απομόνωση
- (8) " 5 § 10 : Επιβεβαιώσεις (Αντίστροφη-συγκόλληση) στο σκελετό
- (9) " 5 § 11 : Στερέωση στοιχείων συμπίεσης στο σκελετό
- (10) " 5 § 12 : Συνδέσεις για εξαίρεση από Άρθρο. 5 § 10, και § 11
- (11) " 5 § 13 : Επισκευές βλαβών σε φέροντα στοιχεία
- (12) " 6 § 1ε62 : Σημαντικά μόντελ
- (13) " 6 § 1(στ) : Ανάκληση σεισμικών φορτίων σε τάβες χωρίς δοκός
- (14) " 6 § 1(ζ) : Απομόνωση. Κατασκευαστικές οδηγίες
- (15) " 6 § 1(η) : Απομόνωση. Ελάχιστος σκληρότητας σε ενδεδειγμένες φέρουσες τοιχο-
- (16) " 6 § 1(θ) : Έλεγχος σχετικού βέλους.

- (17) " 6 § 1(ι) : Φαινόμενα δεύτερης τάξης. Έλεγχος.
- (18) " 6 § 1(ια) : Ειδικός έλεγχος κατακόρυφων στοιχείων.
- (19) Άρθρο 6 § 3(ιβ)αα: Ελάχιστες διαστάσεις τοιχομάτων.
- (20) " 6 § 3(ιβ)αα: Ελάχιστες διαστάσεις τοιχομάτων.
- (21) " 6 § 3(ιβ)αα: Ελάχιστες διαστάσεις τοιχομάτων.
- (22) " 6 § 3(ιβ)αα: Ελάχιστες διαστάσεις τοιχομάτων.
- (23) " 6 § 3(ιβ)αα: Ελάχιστες διαστάσεις τοιχομάτων.
- (24) " 6 § 3(ιβ)αα: Ελάχιστες διαστάσεις τοιχομάτων.
- (25) " 6 § 3(ιβ)αα: Ελάχιστες διαστάσεις τοιχομάτων.
- (26) " 6 § 3(ιβ)αα: Ελάχιστες διαστάσεις τοιχομάτων.
- (27) " 6 § 3(ιβ)αα: Ελάχιστες διαστάσεις τοιχομάτων.
- (28) " 6 § 3(ιβ)αα: Ελάχιστες διαστάσεις τοιχομάτων.
- (29) " 6 § 3(ιβ)αα: Ελάχιστες διαστάσεις τοιχομάτων.
- (30) " 6 § 3(ιβ)αα: Ελάχιστες διαστάσεις τοιχομάτων.
- (31) " 6 § 3(ιβ)αα: Ελάχιστες διαστάσεις τοιχομάτων.
- (32) " 6 § 3(ιβ)αα: Ελάχιστες διαστάσεις τοιχομάτων.
- (33) " 6 § 3(ιβ)αα: Ελάχιστες διαστάσεις τοιχομάτων.
- (34) " 6 § 3(ιβ)αα: Ελάχιστες διαστάσεις τοιχομάτων.
- (35) " 6 § 3(ιβ)αα: Ελάχιστες διαστάσεις τοιχομάτων.
- (36) " 6 § 3(ιβ)αα: Ελάχιστες διαστάσεις τοιχομάτων.
- (37) " 6 § 3(ιβ)αα: Ελάχιστες διαστάσεις τοιχομάτων.
- (38) " 6 § 3(ιβ)αα: Ελάχιστες διαστάσεις τοιχομάτων.
- (39) " 6 § 3(ιβ)αα: Ελάχιστες διαστάσεις τοιχομάτων.
- (40) " 6 § 3(ιβ)αα: Ελάχιστες διαστάσεις τοιχομάτων.
- (41) " 6 § 3(ιβ)αα: Ελάχιστες διαστάσεις τοιχομάτων.
- (42) " 6 § 3(ιβ)αα: Ελάχιστες διαστάσεις τοιχομάτων.
- (43) " 6 § 3(ιβ)αα: Ελάχιστες διαστάσεις τοιχομάτων.
- (44) " 6 § 3(ιβ)αα: Ελάχιστες διαστάσεις τοιχομάτων.
- (45) " 6 § 3(ιβ)αα: Ελάχιστες διαστάσεις τοιχομάτων.
- (46) " 6 § 3(ιβ)αα: Ελάχιστες διαστάσεις τοιχομάτων.
- (47) " 6 § 3(ιβ)αα: Ελάχιστες διαστάσεις τοιχομάτων.

- (48) Άρθρο 7 § 2 (α) εδ2: Προβλεπών συνδετήριών δοκών πεδίων.
 (49) " 7 § 2 (ε) εδ3: Ελάχιστες διαστάσεις συνδετήριων δοκών και έλεγχος σπλιγμών.
 (50) Άρθρο 8 § 1 δ) : Ισχύς διατάξεων για τα τουκάκια και στην περίπτωση απαλλαγής από τον αντισεισμικό έλεγχο.

Με τη βοήθεια του παραπάνω καταλόγου οι νέες διατάξεις ταξινομούνται ως εξής:

- α. Σεισμικά φορτία: (1) και (2)
 β. Διαμόρφωση σκελετού: (3), (4), (6), (7), (13), (17), (24), (25), (48)
 γ. Στατική ανάλυση: (3), (5), (12), (13), (17), (27), (28)
 δ. Ελάχιστες διαστάσεις στοιχείων του σκελετού: (19), (39), (49)
 ε. Ελάχιστοι σπλιγμοί: (15), (20), (21), (27), (29), (33), (36), (49)
 στ. Οδηγίες όπλισµε: (20), (21), (23), (24), (27), (29), (30), (31), (33), (35), (36), (37), (38), (41), (42), (43), (44), (45), (46), (50)
 ζ. Επιμερίσεις στο σκελετό: (8), (9), (10)
 η. Επιμερές βλαβών: (11)
 θ. Κατασκευαστικές οδηγίες για ααµός διακοπής: (14), (15)
 ι. Έλεγχος αντοχής: (4), (18), (22), (27), (32), (34), (40)
 ια. Επιτρεπόμενες τάσεις διάτνησης: (47)
 ιβ. Έλεγχος σχετικού βέλους: (16)

Καινοτόμες αντιλήψεις και πρόσθετοι έλεγχοι που εισάγονται με τις νέες διατάξεις είναι:

- Ο συντελεστής σπουδαιότητας
- Η τριγωνική καδύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων αντί της μέχρι τώρα ομοιόμορφης
- Η επιρροή της συνέχειας των τοίχων πλήρωσης στη συμπεριφορά του κτιρίου (περίπτωση ανοιχτών ισογείων, pilotis)
- Η απαίτηση χρησιμοποίησης πιο αξιόπιστων μεθόδων στατικής ανάλυσης (πλάσιμακά μοντέλα) ***

- Η ειδική όπλιση των ενδιάμεσων αρμών διακοπής σε τοιχώματα
- Ο έλεγχος του σχετικού βέλους
- Ο έλεγχος για φαινόμενα 2ης τάξης
- Ο ειδικός έλεγχος τοιχωμάτων σε διάτνηση *
- Η ειδική διαμόρφωση των σπλιγμών στις ακραίες περιοχές των τοιχωμάτων *
- Ο ειδικός έλεγχος της τέμνουσας και η όπλιση των δοκών σύζευξης τοιχωμάτων **
- Το "κρίσιμο μήκος" τοιχωμάτων, στύλων και δοκών και οι ειδικές απαιτήσεις όπλισµε. **
- Η αντισιμείωση των κοντών υποστυλωμάτων
- Η πρόβλεψη για έναρξη δημιουργίας πλάστικών αδρόσεων απ' τις δοκούς και όχι από τους στύλους ***
- Η αύξηση του ελάχιστου σπλιγµού των στύλων και η αναγωγή του στην πραγματική αντί της στατικά απαιτούμενης διατομής.
- Η πρόβλεψη μεγίστων και ελάχιστων ποσοστών σπλιγµού και για δοκούς
- Η όπλιση της περιοχής των κόμβων
- Η ειδική όπλιση και έλεγχος τάσεων των τοιχωμάτων άκρομη και στην περίπτωση απαλλαγής από τον αντισεισμικό υπολογισμό. **
- Ο έλεγχος όλων των δοκών με τις σεισμικές ροπές του κόμβου. ***

Το πλήθος των αστερίσκων υποδηλώνει την αύξηση του όγκου δουλειάς σε σχέση με την ακοιουδούμενη μέχρι τώρα πρακτική.

B. ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΩΝ ΝΕΩΝ ΔΙΑΤΑΞΕΩΝ

Πρώτη προαπαιτούμενη στην λεπτομερέστερη ανάλυση των νέων διατάξεων ως σταθούμε λίγο στο πώς θα βλέπαμε το κείμενο ενός κανονισμού: Αρκεί γενικό με βασικές μόνο κατευθύνσεις, που να στηρίζεται στην κρίση του μηχανικού και στο βαθμό ενημέρωσής του ή τόσο λεπτομερειακό που να αντιπροσωπεύει "όλες" (δν είναι δυνατό) τις περιπτώσεις και να μεταβάλλει το μηχανικό σε αρεισμομηχανή χωρίς κρίση;

Η πρώτη περίπτωση απαιτεί υψηλό βαθμό εμπειρίας, και συνακόλουθα ευθύνης φαίνεται ότι περιέχει κατ'αρχήν κάποιον ρίσκο αλλά δεν αποτελεί φραγμό στις νέες αντιλήψεις ούτε δεσμεύει το μέλλον. Αντίθετα η δεύτερη περίπτωση μοιάζει να είναι ασφαλής, οδηγεί όμως σε ατροφία της κρίσης του μηχανικού περιχέοντας έτσι μεγάλους κινδύνους από παρερμηνεία ή φαινομενική μόνο τήρηση του γράμματος του κανονισμού όχι όμως και της ουσίας, εξελίσσεται βαθμιαία σε τυπολατρεία και επιβάλλει συγκεκριμένες μορφές κατασκευών (εκείνες που επιτίθονται στις διατάξεις της).

Τελικά όλοι οι κανονισμοί είναι ένα κώμα των δύο παραπάνω αντιλήψεων. Ο βαθμός συμμετοχής της μιας ή της άλλης εξαρτάται από το είδος του κανονισμού και

το επίπεδο εκείνων που θα τον χρησιμοποιήσουν. Αυτός είναι κι ο βασικός λόγος που στο κείμενο των νέων διατάξεων θα δοθούν αρκετές φορές γενικόλογες φράσεις όπως "να λαβαίνεται κατάλληλα υπόψη", "κατάλληλα μέτρα", "κατάλληλες κατασκευαστικές διατάξεις", "συνιστάται να γίνεται ειδική αντισεισμική μέληση", "επιτρέπεται κατόπιν ειδικής μελέτης" ή θα συναντήσουμε τελεώς εξειδικευμένους ελέγχους α να είναι αυτοί το τέλος της επίσημης.

Το δν η σύνθεση του κώματος είναι η σωστή θα το δείξει η πράξη. Στην συνέχεια γίνεται αιτιολόγηση των νέων διατάξεων, στο βαθμό που το επιτρέπει ο χώρος. Η απόφαση ακολουθεί τα όρθρα και τις παραγράφους του κειμένου όπως δημοσιεύτηκε στο Ενημερωτικό Δελτίο του ΤΕΕ, τεύχος 1324, 20 Αύγ. 84.

Άρθρο 4 παρ. 2α

Ενώ εισάγεται ο συντελεστής σπουδαιότητας (ΣΣ).

Ο σεισμικός συντελεστής ε είναι πλέον ο μέχρι τώρα λογών παλατλασσιασμένος με το συντελεστή σπουδαιότητας.

Για κτίρια συνήθους σπουδαιότητας παραμένει ο ίδιος.

Ετσι προκύπτει ο παρακάτω πίνακας σεισμικών συντελεστών ε.

Περί- οχή	Επιμεδυνόνητα εδάφους		
	α	β	γ
I	0,04/0,06	0,06/0,09	0,08/0,12
II	0,06/0,09	0,08/0,12	0,12/0,18
III	0,08/0,096	0,12/0,144	0,16/0,192

Η πρώτη τιμή αναφέρεται σε συνήθη κτίρια (ΣΣ=1), η δεύτερη σε κτίρια μεγάλης σπουδαιότητας (ΣΣ=1,5 για σεισμικότητα I και II και ΣΣ=1,2 για σεισμικότητα III).

Σε ξένους κανονισμούς προβλέπονται τιμές από ΣΣ=1 μέχρι ΣΣ=6 (IS 1893 - 1975: Προμελέτη Πυρηνικών Αντιδραστήρων) και διακρίνουν μέχρι τρείς κατηγορίες κτιρίων. Ειδικότερα προβλέπονται οι εξής τιμές:

- India - IS 1893 - 1975, Table 4 : 1,0/1,5/2,0
- CEB, Bulletin 149, Table 10.1 : 1,0/1,4
- Yugoslavia, 1978, Article 4 : 0,75/1,0/1,5
- Israel, 1975, Table 7 : 1,0/1,2
- Mexico, 1977, Article 234 : 1,0/1,3
- Sov. Union, СНиП II-A, 12-69, Table 4 : 1,0/2,0/4,0
- New Zealand, NZS 4203, 1976, Table 4 : 1,0/1,3/1,6
- USA, UBC 1979, Table No 23-K : 1,0/1,25/1,5

Παρά το ότι δεν έχει γίνει στατιστική επεξεργασία των ελ-
ληνικών σειρών για το σκοπό αυτό, διαφοροποιήθηκε η τιμή
του συντελεστή Ξ για τα κτίρια μεγάλης σπουδαιότητας με-
ταξύ των περιοχών σεισμικότητας I - II και III. Μ'αυτό
τον τρόπο εκφράζεται το γεγονός ότι τα σημαντικά κτίρια
πρέπει να σχεδιάζονται για σειμούς με μεγάλη περίοδο
επανόληψης.

Οι τιμές του ϵ για τέτοιους σπάνιους σειμούς προεγγίζουν
ένα άνω όριο το οποίο είναι σχεδόν εξίσου πιθανό σ'ολόκληρο
των ελλαδικών χώρων.

Πάντως στο σημείο αυτό απαιτείται ακόμα έρευνα πάνω στους
ελληνικούς σειμούς.

Γιὰ το λόγο αυτό δεν ορίστηκε τιμή του συντελεστή Ξ για
κτίρια εξαιρετικής σπουδαιότητας αλλά ζητείται ειδική μελέτη.
Η δημόσια αρχή μπορεί να χαρακτηρίσει ένα ιδιωτικό κτίριο
σαν σημαντικής σπουδαιότητας άν κρίνει ότι η κάλυψή του
μπορεί να έχει ευρύτερες επιπτώσεις κατά ή μετά το σεισμό.
Ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται κατά την εντοκίαση κτιρίου το
οποίο πρόκειται να χρησιμοποιηθεί για μεγάλης σπουδαιότητας
λειτουργίες.

Τα σεισμικά φορτία εφαρμόζονται πάντα στο Κ.Β. της κτύωσης.

Αρθρο 4 παρ. 2β

Με τη διάταξη αυτή λαμβάνεται υπ' όψη η ταλάντωση του κτιρίου
η οποία προκαλεί αύξηση των σεισμικών φορτίων στους ανώτερους ορό-
φους. Για ψηλά και εύκαμπτα κτίρια χρησιμοποιείται, σε έθνους κανο-
νισμούς, ο ίδιος τύπος όρου όμως τα h_z και h_i είναι υψηλότερα στην k -
στη δύναμη όπου $k=1$ ως 2 (ΑΤΚ -3, IS 1893-1975) ανάλογα με την ιδιο-
περίοδο του κτιρίου.

Εδώ προτιμήθηκε η απλούστερη μορφή του τύπου και επειδή η με-
γάλη πλειονότητα των κτιρίων δεν είναι τόσο εύκαμπτα.

Τα ύψη h_z , h_i μετρούνται στο Κ.Β. της αντίστοιχης ορόφου.

Εδώ θα πρέπει να σημειώσουμε ότι αυτή η κατανομή των σεισμι-
κών φορτίων δεν ανταποκρίνεται στην κατανομή των αδρανειακών δυνά-
μεων, δεν αποδίδει δηλαδή τη μεταβολή της επιτάχυνσης με το ύψος.
Αυτή η κατανομή της συνολικής σεισμικής δύναμης σε επί μέρους σει-
σμικά φορτία στις ορόφους των ορόφων στοχεύει στο να προκύψει σε
κάθε όροφο η μέγιστη τέμνουσα και επομένως το διάγραμμα των τέμνου-
σών καθ' ύψος του κτιρίου δεν είναι ένα γνήσιο διάγραμμα για κάποια
συγκεκριμένη χρονική στιγμή αλλά μία περιβάλλουσα τέμνουσών. (βλ. 21).
Επειδή τα μέγιστα των τέμνουσών δεν συμβαίνουν όλα συγχρόνως οι ολι-
κές ροπές ορόφου (ροπές ανατροπής) που προκύπτουν από την εφαρμογή
αυτού του διαγράμματος είναι κάπως υπερεκτιμημένες.

Αυτό έχει σημασία μόνο για κατασκευές από τσιχλάτα - προβό-
λους όπου η ροπή διαστασιολόγησης είναι συνάρτηση της κατανομής της
τέμνουσας στους υπερεκτιμημένους ορόφους καθώς και για τα θεμέλια όχι
όμως και για πλαστικές κατασκευές όπου το τμήμα της ροπής ανατρο-
πής που εξαρτάται από την κατανομή της τέμνουσας μετασχηματίζεται,
σε αξονικές δυνάμεις υποστυλμάτων τις οποίες αγνοούμε στους ελέγ-
χους τάσεων και οπλισμών (βλ. 20).

Για τον παραπάνω λόγο επιτρέπεται μία μικρή μείωση των ολικών
ροπών ανατροπής, αυτό όμως για σχετικά ψηλά κτίρια (πάνω από 10 ο-
ρόφους), που δεν έχει τόση πρακτική σημασία σε μας.

Αέλει ακόμα να σημειωθεί ότι η τριγωνική κατανομή προέκυψε
από μελέτες που έγιναν πάνω σε κτίρια χωρίς έντονες μεταβολές καθ'
ύψος (βάθους - ακαμψίας - ύψους ορόφου).

Για ειδικά κτίρια μ' έντονες ακαμψίες που βολικονται σε πε-
ριοχές αυξημένης σεισμικότητας (II και III) συνιστάται η προσφυγή
σε πιο αξιόπιστες μεθόδους ανάλυσης (ΑΤΚ -3 σελ. 342-343).

Άρθρο 5 παρ. 1 εδ. 3

Η έντονη δέσμευση που επιβάλλουν οι σκάλες στις πλάκες δύο ορόφων μέσω της αντίστασης σε αξονική παραμόρφωση εκδηλώθηκε με ραγμές στη βαθμιδοφόρο. Δέσμευση προκαλούν όμως και κατά την κλίση διεύθυνση όταν ανδίστανται σαν "τοιχώματα" μέσω της ακαμψίας τους. Με τη δράση τους αυτή συμβάλλουν στην έντονη μετάδοση του ΚΕΣ μ' όλες τις δυσμενείς επιπτώσεις.

Πριν απαιτηθεί προσφυγή σε κοπιαστικούς υπολογισμούς καλό είναι να επιδιώκεται η τοποθέτηση του κλιμακοστασίου σε τέτοιο σημείο της κτιρίου ώστε να μη προκαλεί έκκεντρη συγκέντρωση ακαμψιών.

Επειδή η ποιικιλία του σχήματος και της θέσης των κλιμακοστασίων δεν είναι εύκολο να οδηγήσει σε απλοποιημένους υπολογισμούς, καλό είναι, αν όχι πάντα, τουλάχιστον σε περιπτώσεις αμβυβολιών να τοποθετούνται τοιχώματα ακαμψίας στην κτιριοδομή ώστε να αμβλύνεται η επιρροή της παρουσίας των κλιμάκων (Για μια μέθοδο υπολογιστικής αντιμετώπισης βλέπε και Σ. Αγγελίδης: "Προβλήματα κατασκευών σε σεισμικές περιοχές", Σεισμικό COPSISE, Θεσσαλονίκη 1980).

Τέλος οι διαμήκεις οπλισμοί να προβλέπονται κάτω αυξημένοι και να αγκυρώνονται πολύ καλά στα στοιχεία με τα οποία συνδέεται η σκάλα.

Άρθρο 5 παρ. 1 εδ. 4

Απλός αναγκαίος έλεγχος. Έχει κυρίως νόημα όταν ισχυρά τοιχώματα συνδέονται μέσω πολύ αδυνάμων περιοχών με την υπόλοιπη πλάκα. (π.χ. τοιχώματα μεταξύ φωταγωγών και κλιμακοστασίου). Στην περίπτωση αυτή πρέπει να γίνεται πολύ προσεκτική αγκύρωση των οπλισμών και να ελέγχεται ότι η αστοχία της σύνδεσης δεν θα είναι απειρία κατάρρευσης τμήματος της κατασκευής (Αν π.χ. το τμήμα που συνδέει το τοίχωμα με την πλάκα είναι δοκός με σημαντικό ρόλο στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων).

Άρθρο 5 Παρ. 2 εδ. 2

Παρόμοιες διατάξεις υπάρχουν και σε άλλους κανονισμούς, π.χ.

- Yugoslavia, 1978, Art. 27.4. Αύξηση σεισμικής δύναμης + 100%
- Romania, 1981, Table 7, Αύξηση + 50%
- ATC - 3 (Άρθρο C3.7.3)

Ο ειδικός υπολογισμός συνίσταται στο να αποδειχθεί ότι παρά τη μείωση των τούλων πλήρωσης η ακαμψία του ορόφου δεν είναι κατώτερη εκείνης του υπερκείμενου, στην τιμή της οποίας όμως πρέπει να συνυπολογιστεί και η συμβολή των τούλων που καταργούνται.

Για την ακαμψία των τοιχοποιιών υπάρχουν διάφοροι τύποι στη διεθνή βιβλιογραφία (π.χ. R. Klingner "Mathematical Modeling of Infill Frames" ACI Publication SP-63, 1980).

Σύμφωνα μ' αυτούς η τοιχοποιία εξομιάζεται μ' ένα διαγώνιο θλιπτήρα (αν την μεσάβει στον πόδα των δύο εκατέρωθεν υποστηλωμάτων). Για τον υπολογισμό της συμβολής του θλιπτήρα είναι απαραίτητη η γνώση της διατομής του $t \cdot w$, όπου t το πλάτος της τοιχοποιίας. Έχοντας υπ' όψη την χαμηλή ποιότητα των τοιχοποιιών αφ' ενός για να βολοκόμαστε όμως και πρὸς την πλευρά της ασφαλείας δεχόμαστε ότι $w=0,2d$ όπου d το μήκος του θλιπτήρα (Βλ. και "Design of Earthquake Resistant Structures" Ed. by E. Rosenblueth, 1980, σελ. 217)

Ετσι για μέτρο ελαστικότητας της κλινδοδομής

$$Ew = 500.000 \text{ Mp/m}^2$$

έχουμε, σε πρώτη προσέγγιση, ότι:

$$Dw = \frac{Ew Fw}{d} \cdot \frac{\cos^2 \theta}{1 + \sin^3 \theta} = \frac{500.000 \cdot t \cdot 0,2d}{d} \cdot \frac{\cos^2 \theta}{1 + \sin^3 \theta}$$

$$= 100.000 t \frac{\cos^2 \theta}{1 + \sin^3 \theta} \text{ (Mp/m, το } t \text{ σε μέτρα).}$$

όπου θ η γωνία του θλιπτήρα ως προς την οριζόντια.

$$\text{Για } \tan \theta = \frac{2,4}{4,0} = 0,6 \rightarrow \frac{\cos^2 \theta}{1 + \sin^3 \theta} = 0,65$$

$$Dw = 65.000 t \text{ (Mp/m)}$$

$$\text{και για } t = 0,10 \text{ m} \rightarrow Dw = 6.500 \text{ Mp/m}$$

$$t = 0,20 \text{ m} \rightarrow Dw = 13.000 \text{ Mp/m}$$

$$t = 0,30 \text{ m} \rightarrow Dw = 19.500 \text{ Mp/m}$$

Επειδή η ακαμψία ενός τριγωνικού στύλου, λαβαίνοντας υπόψη και κάποια ελαστική πάκτωση, είναι:

$$D = 12 \frac{E b I}{h^3} a = \frac{2,5 \cdot 10^6}{2,9^3} \cdot 0,70 \cdot b^4 = 72.000 b^4$$

συνάγεται ότι η αντίσταση μιάς ορθοκλινδοδομής μήκους 4,0μ περίπου, είναι ισοδύναμη

για πλάτος	$t=10 \text{ εκ}$	με ένα στύλο	55/55
για πλάτος	$t=20 \text{ εκ}$	με ένα στύλο	65/65
για πλάτος	$t=30 \text{ εκ}$	με ένα στύλο	72/72

Πάντως έστω και άν η ακαμψία του ορόφου δεν είναι κατώτερη από εκείνη του υπερκείμενου ορόφου, οι οδηγίες των σχολίων για την αύξηση της σεισμικής δύναμης και την τοποθέτηση εγχαρδίου οπλισμού σε στύλους και δοκάρια θα πρέπει να εφαρμοστούν στα δομικά στοιχεία που βρίσκονται ακριβώς κάτω αν' τις καταργούμενες τοιχοποιίες.

Για την περίπτωση καθαιρέσεων σε υφιστάμενα κτίρια θα λαβαίνονται ενδεχομένως μέτρα ενίσχυσης άν κατά την κρίση του μηχανικού οι συνθήκες αυτής της καθάρσεως μπορεί να έχουν σοβαρές επιπτώσεις.

Άρθρο 5 Παρ. 8

Δεν επιτρέπεται η ενσωμάτωση σωληνώσεων χωρίς να έχει ληφθεί υπ'όψη στη μελέτη.

Τα κατάλληλα μέτρα που θα παίρνονται αν γίνει μία τέτοια ενσωμάτωση συνίστανται στη δυνατότητα επίσκεψης των σωληνώσεων χωρίς επέμβαση στο σκελετό και στην κατάλληλη όπλιση του στοιχείου, περιωπήν κ.τ.λ.

Άρθρο 5 Παρ. 9

Εκτός από το ότι η λύση είναι οικονομικά σωστότερη αποφεύγεται η πτώση λόγω ανεπαρκούς βάθους έδρασης, σε περίπτωση μεγάλων μετακινήσεων, όταν τα δοκάρια του ενός τμήματος της οικοδομής στηρίζονται σε φουρούσια του άλλου. Επί πλέον η ανάλυση του κάθε τμήματος είναι ανεξάρτητη από το άλλο και τα αποτελέσματα υπό αξιόπιστα.

Αν μία τέτοια λύση δεν είναι δυνατή και η προσφυγή σε δύο προβόλους είναι αναπόφευκτη πρέπει να δοθεί προσοχή στο διαφανικό βέλος που μπορεί να δημιουργείται στη θέση του αριού κατά τη λειτουργία του κτιρίου.

Τότε είναι απαραίτητος ένας αμφιγλυφός σύνδεσμος μεταφοράς μόνο τέμνουσας, για την ανίωση των βελών.

Άρθρο 5 Παρ. 10

Η διάταξη στοχεύει στον περιορισμό των ανεξέλεγκτων επεμβάσεων σε στοιχεία του σκελετού. Στο εξής τούτο θα γίνεται μόνο με τη σύμφωνη γνώμη μηχανικού.

Άρθρο 5 Παρ. 11

Κύριος στόχος είναι να μη δημιουργηθεί εκ των υστέρων η ανάγκη επεμβάσεων στο σκελετό και η σύνταξη ειδικής μελέτης.

Άρθρο 5 Παρ. 12

Η διάταξη αυτή οριοθετεί τις περιπτώσεις όπου επιτρέπεται η διείσδυση του σκυροδέματος χωρίς ειδική μελέτη μηχανικού.

Άρθρο 5 Παρ. 13

Η επίσκεψη των βλαβών είναι απαραίτητη εκτός των άλλων και για να αντιμετωπιστεί το ενδεχόμενο μιάς σεισμικής δράσης με απόβλεπτες συνέπειες στην εξασθενημένη οικοδομή.

Άρθρο 6 Παρ. 1 εδ. 2

Με τη διάταξη αυτή επιδιώκεται να χρησιμοποιηθούν αξιόπιστες μέθοδοι στατικής επίλυσης για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών λόγω σεισμού. Λαβαίνοντας υπόψη τη φύση του προβλήματος, το γενικό βαθμό ακρίβειας και τη δυσκολία της ανάλυσης πολυόρων πλαισίων για ορίζοντα φορτία, δεν απαιτείται "ακριβής υπολογισμός" αλλά γίνονται δεκτοί εκείνοι που μπορεί να θεωρηθεί ότι προσεγγίζουν ικανοποιητικά το μοντέλο του πολυόρου πλαισίου.

Είναι το μονόροφο μοντέλο μπορεί να θεωρηθεί ικανοποιητικό και για πολύορες γνήσια πλαιοστακές κατασκευές εφ'όσον στον υπολογισμό των ακαμψιών των στύλων ληφθεί υπόψη η ελαστική πίκτυση τους στα δοκάρια και γίνει η σωστή εκτίμηση του σημείου μηδενισμού των ροπών.

Το μοντέλο αυτό μπορεί να εφαρμοστεί και σε κτίρια που αποτελούνται μόνο από τοιχώματα με σταθερή διατομή καθ' ύψος τα οποία όμως μετά την κατανομή των σεισμικών φορτίων θα αντιμετωπιστούν σαν πρόβολοι. Επίσης και στην περίπτωση που υπάρχουν, εκτός απ' τα τοιχώματα, και υποστυλόμενα αλλά η μικρή συνολική ακαμψία τους σε συνδυασμό και με το ύψος του κτιρίου επιτρέπει την αγνόησή τους κατά την κατανομή των σεισμικών φορτίων. Σαν ύψος κτιρίου για το οποίο τα τοιχώματα έχουν ακόμα μεγάλη ακαμψία σε σχέση με τα υποστυλόμενα θεωρούνται οι τρείς όροφοι. Στην περίπτωση αυτή θα είναι καθοριστική για τα υποστυλόμενα η πρόβλεψη του Άρθρου 6 παρ. 3 (α),

όπου $\delta_{ox} = \frac{1}{2} \epsilon \cdot N_o$

Σε μικρά συστήματα, όπου η παρουσία των υποστυλόμενων δεν μπορεί να αγνοηθεί, το μοντέλο του μονόορου δεν μπορεί να εφαρμοστεί λόγω του ότι οι δείκτες ακαμψίας των τοιχωμάτων εξασθενούν από τον τρόπο κατανομής των σεισμικών φορτίων σ' αυτά, το οποίο όμως είναι και το ζητούμενο.

Και στην περίπτωση αυτή πάντως είναι δυνατή η εφαρμογή του μονοφασού μοντέλου μέσω μιας διαδικασίας διαδοχικών προσεγγίσεων.

Συγκεκριμένα τοιχώματα είναι δυνατό να περιληφθούν στο μονοφασού μοντέλο εφόσον στη θέση τους θεωρήσουμε κατά τοιχώματα με ισοδύναμη ποπή αδράνειας. (Φύλλο 19)

Μετά την κατανομή των σεισμικών φορτίων όμως είναι απαραίτητη η προσφυγή σε πίνακες για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών στα στοιχεία των συζευγμένων τοιχωμάτων.

(Βλ. π.χ. Rosman "Zahlentafeln für die Schnittkräfte von Windscheiben mit Öffnungsreihen").

Από το πλήθος των μεθόδων που έχουν αναπτυχθεί διεθνώς για την επίλυση μικτών συστημάτων περιοριζόμεστε σ' αυτήν του μονοφασού μοντέλου μέσω διαδοχικών προσεγγίσεων για δύο λόγους:

- α. Έχει όλη τα γνωρίσματα της μέχρι τώρα εφαρμόζουσας μεθόδου χωρίς να απαιτεί τη χρήση ηλεκτρονικού υπολογιστή και
- β. Με τη μέθοδο αυτή αντιμετωπίζεται ταυτόχρονα και το πρόβλημα της στροφής χωρίς να απαιτείται η προσφυγή σε χωρικό μοντέλο.

Με πολύ συντομία η εφαρμογή της μεθόδου γίνεται σε στάδια ως εξής:

1. Εκτίμηση ακαμψιών υποστυλιδμάτων
2. Συγκέντρωση των ακαμψιών $D_s, x, D_s, y, D_s, \omega$ των υποστυλιδμάτων μόνο σε ένα ιδεατό στύλο στη θέση του κέντρου ακαμψιών των στύλων.
3. Συγκέντρωση όλων των τοιχωμάτων σ' ένα ιδεατό τοίχωμα με $D_w, x, D_w, y, D_w, \omega$ (δίνοντας ακόμα)
4. Παράδοχη στήματος κατανομής σεισμικών φορτίων καθ' ύψος του ιδεατού τοιχώματος.
5. Με βάση την παραπάνω κατανομή η εκτίμηση ακαμψιών τοιχωμάτων.

6. Κατανομή σεισμικών φορτίων στον ιδεατό στύλο και στο ιδεατό τοίχωμα με τις προηγούμενες ακαμψίες μέσω μοντέλου μονοφασού
7. Έλεγχος βαθμού προσέγγισης αποτελεσμάτων του βήματος 6 για τα τοιχώματα με την παραδοχή του βήματος 4.

8. Αν η προσέγγιση δεν θεωρείται ικανοποιητική η νέα κατανομή του βήματος 6 χρησιμοποιείται στη θέση του βήματος 4. Επανάληψη βήματος 5, 6 και 7 μέχρι να επιτευχθεί ο επιθυμητός βαθμός ακρίβειας.

9. Με βάση την τελική ανάληψη του σεισμικού φορτίου σε φορτίο ιδεατού στύλου και φορτίο ιδεατού τοιχώματος γίνεται αναξέφρατα πιά για την κάθε ομάδα (στύλοι - τοιχώματα) η κατανομή φορτίου που της αντιστοιχεί στα επι μέρους στοιχεία της.

Εδώ θα πρέπει να σημειώσουμε ότι τα βήματα 4, 5, 6, 7 και 8 που επαναλαμβάνονται μέχρι την επιθυμητή σύγκλιση είναι πολύ απλά στην εφαρμογή τους ενώ τα υπόλοιπα βήματα δεν είναι παρά τα βήματα ενός τυπικού αντισεισμικού υπολογισμού.

Τέλος αξίζει να παρατηρήσουμε ότι από την ακρίβεια της οποιαδήποτε μεθόδου ανάληψης, πιά σημαντική είναι η ορθολογική σύνθεση και η αξιοπιστία της εξιδανίκευσης του ίδιου του στατικού συστήματος.

Θα μπορούσαμε επομένως, χωρίς την προσφυγή σε Η.Υ. να αντιμετωπίσουμε την ανάληψη ορισμένων συστημάτων ως εξής:

- α. Πλαιοιστικά συστήματα (μεινωμένα ή σαν τμήμα μικτών συστημάτων): Εφαρμογή μονοφασού μοντέλου με βάση τη μέθοδο Muto (Βλ. και Κ. Muto: "Aseismic Design Analysis of Buildings" Κεφ. 12)

- β. Συστήματα μόνο με τοιχώματα σταθερής διατομής (ή ομοιόμορφα μεταβαλλόμενης ποπής αδράνειας καθ' ύψος): Κατανομή σεισμικής δύναμης ανά όροφο με βάση τις ακαμψίες των τοιχωμάτων (δηλ. τις ποπές αδράνειας).

γ. Μικτά συστήματα (όπου η ποτή αδρανείας των τοιχωμάτων μεταβάλλεται καθύψος με τον ίδιο τρόπο).

Σύνθεση των δύο παραπάνω μεθόδων μέσω μιάς διαδικασίας διαδοχικών προσεγγίσεων.

Η παραπάνω πρόταση αφορά την αντιμετώπιση του αντισεισμικού υπολογισμού και ασυμμέτρων κτιρίων χωρίς τη χρησιμοποίηση ηλεκτρονικού υπολογιστή.

Όταν το κτίριο είναι συμμετρικό υπάρχουν πολύπλοκες και αρκετά ακριβείς μέθοδοι για την αντιμετώπιση κτιρίων με μικτά συστήματα. Ενδεικτικά αναφέρονται:

1. Khan and Sbarounis, ASCE, Journal of the Structural Division, June 1964.
2. Portland Cement Association, Advanced Engineering Bulletin 14, 1965.
3. Portland Cement Association, Shear Wall-Frame Interaction, by Iain MacLeod, April 1971.
4. Beck u. Eisert, Der Bauingenieur, 1971, Heft 8.

Τέλος και μη συμμετρικά κτίρια μπορούν να αντιμετωπιστούν με τη χρήση μικρών υπολογιστών με τη μέθοδο Winokur-Gluck, ASCE, Journal of the Structural Division, March 1968.

Αρθρο 6 παρ. 3 (στ)

Η διάταξη αυτή σκοπό έχει να αποτρέψει την κατασκευή κτιρίων όπου το σύστημα ανάλυσης οριζοντίων φορτίων είναι υποστυλώματα και πλάκες χωρίς δοκάρια. Τέτοια συστήματα έχουν μεγάλη παραμορφωσιμότητα ενώ ουσιαστικά είναι αδύνατη η διαμόρφωση κόμβου στα άκρα των στύλων. Τα υποστυλώματα είναι περίπου πρόβολοι στους οποίους το διάγραμμα ροτών δεν έχει την προνοητή μορφή των πλαστικών κατασκευών αλλά αυξάνει συνεχώς μέχρι τα άκρια. Εφ' όσον δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός ολόκληρο το σεισμικό φορτίο θα παραλαμβάνεται από τοιχώματα ή συνήθη πλάγια με δοκάρια.

Επιτρέπεται, παρ' όλα αυτά, ν' ανακουφιστούν τα παραπάνω τοιχώματα ή πλάγια κατά το μήκος εκείνο του σεισμικού φορτίου που μπορούν ν' αναλάβουν τα πλάγια που διαμορφώνονται από τους στύλους και τις πλάκες σαν ξυλώματα. Το συνεργαζόμενο πλάτος της πλάκας ορίστηκε ίσο με $b_{\text{πλ}} + 2d_{\text{πλ}}$ για να ληφθεί υπόψη η σημαντική μείωση της ακαμψίας των ξυλωμάτων που θα επέλθει με την αναμενόμενη ρηγμάτωση της πλάκας στις θέσεις των κόμβων. Αν το κύριο σύστημα ανάλυσης σεισμικών φορτίων είναι τοιχώματα επιτρέπεται ν' ανακουφιστούν και κατά το φορτίο που μπορούν ν' αναλάβουν τυχόν συνυπάρχοντα κανονικά πλάγια.

Η διάταξη αυτή εφαρμόζεται, ως προς το συνεργαζόμενο πλάτος, και για πλάτεις δοκάρια με $b > b_{\text{πλ}} + \frac{1}{2}d_{\text{πλ}}$ ή $b > 2b_{\text{πλ}}$ (βλ. Αρθρο. 6 παρ. 3 (ιβ) εε), δηλαδή κυρίως όταν $e = 0,04$.

Στην περίπτωση που γίνεται δεκτή η ανάλυση σεισμικών φορτίων και με πλάκες χωρίς δοκάρια ορόσημο είναι να ελέγχεται η πλάκα σ' έγκεντρο διάτρηση λόγω ροής.

Άρθρο 6 παρ. 3 (2)

Τη διάταξη επέβαλαν οι Βάβες που παρατηρήθηκαν στην περιοχή αυτή.

Άρθρο 6 παρ. 3 (η)

Ισχύει ότι και παραπάνω.
Ο τύπος

$$M_u = (1,38bz^{-0,7} \frac{N}{b}) : \beta_s$$

Βασίζεται σ' ένα μηχανισμό ανάληψης μένουσας μέσω τριβής, με συντελεστή τριβής ίσο με 1. Το αξονικό φορτίο N λαβαίνεται θετικό, στην περίπτωση θλίψης. Αν η διατομή του τοιχώματος δεν είναι ορθογωνική τότε στη θέση του $\frac{N}{b}$ τίθεται Q_N (αξονική τάση).

Στον παραπάνω τύπο έχει ληφθεί υπόψη κάποια μείωση του αξονικού φορτίου λόγω ασηντικής κατακόρυξης επιτάχυνσης.

Άρθρο 6 παρ. 3 (9)

Παρόμοιες διατάξεις υπάρχουν σε διάφορους ξένους κανονισμούς π.χ.

Romania 1981,	$\Delta_{e\lambda} \leq 5\% \cdot h$
Bulgaria 1981,	$\Delta_{e\lambda} \leq 2,5\% \cdot h$
Yugoslavia	$\Delta_{e\lambda} \leq 2,9\% \cdot h$
CEB, 1982	$\Delta_{e\lambda} \leq 2-5\% \cdot h$
USA, UBC 1979	$\Delta_{e\lambda} \leq 5\% \cdot h$

όπου h το ύψος ορόφου.

Λαβαίνοντας υπόψη το μέγεθος των σεισμικών φορτίων του κανονισμού και εμπειρίες από την ανάληψη κτιρίων στα οποία εμφανίστηκαν ρωγμές σε τοιχοποιίες εκεί όπου, για τα φορτία του κανονισμού, προέκυπτε $\Delta_{e\lambda} 2\% \cdot h$, το επιτρεπόμενο σχετικό βέλος ορίστηκε σε

$$\Delta_{e\lambda} \leq 2\% \cdot h$$

Η αναίτηση αυτή δεν ισχύει για κτίρια με εύκαμπτα κινητά χώρια.

Με βάση την οδηγία του σχολίου σε παλαιαικές κατασκευές θεωρείται ικανοποιητικός ο έλεγχος όταν σε κάθε όροφο ισχύει:

$$\Delta_{e\lambda} = 1,5 \frac{Q_{op} h^2}{12 E I_1} = Q_{op} \frac{h^3}{8 E I_1} \leq 2\% \cdot h$$

ή $E I_1 \geq 62,5 Q_{op} \frac{h^2}{E}$

Άρθρο 6 παρ. 3 (ι)

Επειδή κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται μεγάλες οριζόντιες παραμορφώσεις, η διάταξη αυτή αποβλέπει στο να εξασφαλιστεί η ευστάθεια του κτιρίου και να αποφευχθεί υπέρμετρη αύξηση των εντατικών μεγεθών λόγω φαινομένων δεύτερης τάξης.

Η σχέση

$$\theta = \frac{W \cdot \Delta_{e\lambda}}{V h} \leq 0,10$$

ισχύει σε παλαιαικές κατασκευές και υπάρχει και στον κανονισμό CEB και ATC - 3. (Bλ. Monograph on Tall Buildings, Vol. CB, σελ. 360).

Πράγματι όταν το σχετικό βέλος είναι ανάλογο μόνο προς την τέμνουσα του ορόφου, το οποίο ισχύει σε μεγάλο βαθμό για γνήσια παλαιές κατασκευές, τότε αποδεικνύεται ότι το συνολικό σχετικό βέλος λαβαίνοντας υπόψη και φαινόμενα 2ης τάξης είναι

$$\Delta_{e\lambda}^{(2)} = \frac{\Delta_{e\lambda}}{1-\theta}$$

πόρνο που σημαίνει ότι για $\theta \leq 0,10$ η αύξηση των εντατικών μεγεθών είναι της τάξης του 10% και αγνοείται.

Σ' ένα κτίριο με σταθερή κλίση και ίσο ύψος ορόφων και με βάση την τριγωνική κατανομή των σεισμικών φορτίων λοχύει ότι:

$$\theta = \frac{H}{H+x} \frac{1}{e} \frac{\Delta \epsilon \lambda}{h}$$

όπου x η απόσταση του εξεταζομένου ορόφου από τη βάση, οπότε λόγω του περιορισμού $\Delta \epsilon \lambda / h \leq 2\%$

$$\theta \leq \frac{H}{H+x} \frac{1}{e} 0,002 \left(\frac{0,002}{e} \right)$$

Επειδή όμως $0,04 \leq e \leq 0,192$

έπεται ότι λοχύει πάντα

$$\theta < \frac{0,002}{e} \leq \frac{0,002}{0,04} = 0,05 < 0,10$$

Και κατά συνέπεια οσάκις πληρούται η απαίτηση

$$\Delta \epsilon \lambda \leq 2\% \cdot h$$

δεν απαιτείται έλεγχος του συντελεστή ευστράκειας θ .

Ο τύπος

$$\alpha = 0,4H \sqrt{\frac{\Sigma(Q+P)}{2EI}}$$

προβλέπεται στο DIN 1045 και έχει προκύψει για συστήματα που η ακαμψία των στύλων είναι ανεληγία σε σχέση με τα τοιχώματα (στην πραγματικότητα για την εξαγωγή του τύπου οι στύλοι έχουν θεωρηθεί αμφιαρθροί). Επομένως σε κτίρια σαν τα δικά μας με μονοκλιδικούς κόμβους και σχετικά λοχυρά δοκάρια ο τύπος αυτός υπερεκτιμάει τις απαιτήσεις σε τοιχώματα.

Ενδεικτικά πάντως αναφέρεται ότι σ' ένα κτίριο 6 ορόφων συνολικού ύψους 20,0m και επιβαδού 300m² ανά όροφο, αρκούν δύο τοιχώματα 20/300.

Όταν τα τοιχώματα έχουν άθροισμα ροπών αδρανείας τέτοιο ώστε να επιτρέπεται η αγωγή των φαινομένων δεύτερης τάξης, τότε μπορεί να παραλειφτεί και ο έλεγχος του Άρθρου 6, Παρ. 3 γ) δδ.

Άρθρο 6 παρ. 3 (α)

Ο έλεγχος αυτός έχει κυρίως νόημα σε κατασκευές που, λόγω της παρουσίας λοχυρών τοιχωμάτων, τα σεισμικά φορτία που προκύπτουν από την αντισεισμική μελέτη στους στύλους είναι ανεληγία. Με τον τρόπο αυτό όλοι οι στύλοι υπολογίζονται για μια minimum σεισμική βάση.

Αρθρο 6 παρ. 3 (1β)

Η απαλλαγή, υπό προϋποθέσεις, από την επέλεση αναλυτικών αντι-σεισμικών υπολογισμών που προβλέπεται στο Αρθρο 8 δεν πρέπει να έχει σα συνέπεια την πλήρη ή κατ'εξουσιαστική διαμόρφωση και όπλιση των τοιχωμάτων.

αα. Οι περιορισμοί ως προς τις διαστάσεις των τοιχωμάτων είναι οι μέχρι τώρα ισχύοντες, που προβλέπονται με τον ίδιο τρόπο και σε κανονισμούς άλλων χωρών (ACI 318, New Zealand DZ 3101, Draft).

Η πρόβλεψη για ελάχιστο πάχος 12m σε ειδικές συνθήκες θα πρέπει να χρησιμοποιείται με πολύ προσοχή.

Δεν έχει γίνει διάκριση μεταξύ τοιχωμάτων και υποστυλιδιών. Συνάγεται όμως έμμεσα από την εφαρμογή της παρακάτω διάταξης (εε) ότι στα τοιχώματα θα πρέπει

$$l_w \geq 4b$$

πρόγραμμα που προβλέπεται στο Model Code της CEB §18.1.5.

ββ. Το ποσοστό 2,5% τόσο για τον διαμήκη όσο και για τον εγκάρσιο οπλισμό απαιτείται και από τον CEB (11.7.4.κ 11.7.5) και τον ACI 318 (Α 5.2.1.)

γγ. Η διάταξη αυτή υπερκαλύπτεται από την παρακάτω (εε). Διατηρεί όμως την ισχύ της στις διασταυρώσεις τοιχωμάτων όπου δεν επιβάλλεται η τήρηση της τελευτάας.

δδ. Οι εξισώσεις για τον έλεγχο των τοιχωμάτων σε διάτμηση έχουν προέλθει από κανονισμούς άλλων χωρών (New Zealand, ATC -3). Για σκυρόδεμα B225, χάλυβα SIII και/ή την παραδοχή ότι

$$f_h \leq f_y$$

η δεύτερη εξίσωση είναι η δυσμενέστερη μέχρι ποσοστό

$$f_h \leq 6,5\%$$

ενώ για μεγαλύτερα ποσοστά οπλισμού δυσμενέστερη γίνεται η πρώτη.

Επομένως ο έλεγχος σε διάτμηση των τοιχωμάτων με μέτρια ποσοστά οπλισμού γίνεται δυσμενέστερος απ'ό,τι ήταν μέχρι τώρα.

π.χ. για $f_h = 4\%$ θα πρέπει

$$t \leq t_{\text{επ}} = 0,4X6+0,004X2400=12,0 \text{ kp/cm}^2$$

Τα f_h εισάγονται στους τύπους όπως έχουν χωρίς καμιά αύξηση λόγω σεισμού (τέτοια αύξηση έχει ληφθεί υπόψη κατά την προσαγωγή των τύπων Βλ. και Αρθρο 6 παρ. 11 εδ.2).

εε. Η ειδική διαμόρφωση του οπλισμού στα άκρα των τοιχωμάτων προβλέπεται για τους εξής λόγους:

- για να γίνει η περίσφιξη του σκυροδέματος στις περιοχές όπου θα πρέπει να αναπτυχθούν υψηλές διατμητικές πλαστικές παραμορφώσεις προκειμένου να επιτευχθεί η επιδιωκόμενη πλαστιμότητα της διατομής.

- για να παρεμποδιστεί ο λυγισμός των διαμήκων ράβδων του οπλισμού, στις οποίες οι τάσεις μπορεί και να υπερβούν την τήση διαρροής σε θλίψη.

Ο διαμήκης οπλισμός σε κάθε ακραία περιοχή τοιχώματος θα υπολογίζεται ώστε να μπορούν να αναπτυχθούν (από το σκυρόδεμα της περιοχής και τον οπλισμό) τα δύο τρίτα (2/3) της θλιπτικής αντοχής που αναπτύσσεται στην διατομή απ'την οδύνετη καταπόνηση των κατακόρυφων φορέων και της ποτής λόγω σεισμού (εφόσον βέβαια έτσι προκύπτει περισσότερος οπλισμός απ'ότι κατά την κανονική διαστασιολόγηση της ενιαίας διατομής).

Σε κάθε περίπτωση η όπλιση των ακραίων περιοχών των τοιχωμάτων θα ακολουθεί τις οδηγίες όπλισης των υποστυλιδιών τόσο ως προς τα κατώτατα όρια και διαμέτρους του οπλισμού όσο και ως προς τις μέγιστες αποστάσεις των διαμήκων ράβδων και των συνδετήρων.

Το μήκος των ακραίων περιοχών των τοιχωμάτων προσδιορίζεται στον κανονισμό CEB με ένα πιο πολύπλοκο τρόπο ανάλογα με το μέγεθος και την κατανομή των θλιπτικών παραμορφώσεων στη διατομή. Εδώ προτιμήθηκε κατ'αρχήν ένας απλοποιημένος τρόπος ανεξάρτητος απ'το μέγεθος των θλιπτικών παραμορφώσεων.

Ο οπλισμός των ακραίων περιοχών τοποθετείται στη θέση της πιθικής πλαστικής δόρωσης και εκτείνεται σ'ένα κρίσιμο ύψος τόσο με το μήκος της πλαστικής δόρωσης. (Όταν υπάρχουν υπόγεια μέ περιμετρικά τοιχώματα η θέση της πλαστικής δόρωσης - θέση μέγιστης ποτής - μπορεί να είναι στη σιδήμνη του δαπέδου του ισόγειου).

στοι. Επειδή διακοπή τοιχώματος συνεπάγεται μεγάλες μειώσεις ακαμψιών καλό είναι να αποφεύγεται. Όταν τούτο δεν είναι δυνατό θα πρέπει να ενισχύονται άλλα στοιχεία ώστε να μη μειώνεται η συνολική, τουλάχιστον, ακαμψία ορόφου. Στην περίπτωση αυτή τα υποστυλιδιάματα στα οποία στηρίζεται το διακοπόμενο τοίχωμα θα οπλίζονται σ'όλο το μήκος σύμφωνα με το 'Αρθρ.6 παρ.3.ιγ)α).

και θα επεκτείνονται με τις ίδιες διαστάσεις και οπλισμό και στον υπερκείμενο όροφο προκειμένου να αντιμετωπιστούν οι απαιτήσεις για αυξημένη πλαστιμότητα, οι συνέπειες της απότομης μεταβολής του συστήματος μεταφοράς των δυνάμεων και των υψηλών, εγκατασσομένου προσήμου, τιμών των αξονικών δυνάμεων, στις οποίες μετασχηματίζεται η ροπή του τοιχώματος. Η ειδική αυτή διαμόρφωση και όγκιση των υποστοιχείων μπορεί να παραλειφθεί μόνο αν όλα τα υποκείμενα στοιχεία υπολογιστούν για σεισμική δύναμη αυξημένη κατά το ποσοστό μείωσης της ακαμψίας.

ζζ. Η τοποθέτηση παραλλήλων τοιχωμάτων συμβάλλει στην αύξηση της αντίστασης σε στρωφή του κτιρίου και μείωση των παραμορφώσεων. Επειδή η αντίσταση σε στρωφή αυξάνει με το τετράγωνο της απόστασης μεταξύ των παραλλήλων τοιχωμάτων είναι σκόπιμο να τοποθετούνται στην περίμετρο για να έχουν μεγαλύτερη αποτελεσματικότητα.

ηη. Ανοίγματα στις ακραίες περιοχές τοιχωμάτων πρέπει να αποφεύγονται γιατί μειώνουν την ακαμψία τους και δημιουργούν έντονες μεταβολές στη ροή των εσωτερικών δυνάμεων και συνεπώς στην τάση. Ανοίγματα σε οποιαδήποτε θέση κατά μήκος του τοιχώματος μειώνουν αναλογικά τη φέρουσα ικανότητα σε τέμνουσα και σε περίπτωση αμβολίας είναι σκόπιμο να γίνεται, στη διατομή με το άνοιγμα, έλεγχος διάτλησης έσω και αν δεν είναι εκεί θέση μέγιστης τέμνουσας.

Για όλους τους παραπάνω λόγους οι παρειξέτου ανοίγματα θα οπλίζονται ανάλογα.

θθ. Στα υπέρθυρα (πρόκρια) των συζευγμένων τοιχωμάτων που υπόκεινται σε σεισμική φόρτιση αναπτύσσονται υψηλές τέμνουσες δυνάμεις εγκατασσομένου προσήμου. Από πειράματα που έγιναν στη Ν. Ζηλανδία (Τ. Paulay 1969) βρέθηκε ότι ο συμβατικός τρόπος οπλισμού - οριζόντιος καμπτόμενος οπλισμός και συνεπώς για ανάληψη της τέμνουσας - /υπερθύρων δεν ήταν ο κατάλληλος για την περίπτωση σεισμικής φόρτισης: ύστερα από ένα μικρό αριθμό κυκλικών φορτίσεων τα υπέρθυρα ρηγματούνονται κατά τις διαγώνιες, η ακαμψία τους - και επομένως η σύζευξη των τοιχωμάτων - μειώνεται δραματικά και μετά από λίγους ακόμα κύκλους αποδιοργανώνονται.

Αντίθετα διάταξη χιαστί οπλισμού με λειτουργία δικτυώματος αποδείχτηκε πολύ αποτελεσματική: με τον τρόπο αυτό επιτυγχάνεται μεγαλύτερη πλαστιμότητα και απορροφάται σημαν-

τικό ποσό σεισμικής ενέργειας. Επειδή η συμμετοχή του σκυροδέματος στην αντοχή και την ακαμψία του στοιχείου είναι αμελητέα, αυτές παραμένουν σταθερές.

Είναι απαραίτητο να τοποθετηθούν πυκνοί συνεπείς γύρω απ' τις διαγώνιες ράβδους για να παρεμποδίσουν το λυγισμό τους. Η τιμή της τέμνουσας για τον υπολογισμό των οπλισμών θα προκύψει από επίλυση τριαντρίου ή με τη βοήθεια πινάκων (π.χ. Rosman, Gould κ.τ.λ.).

ιι. Η διάταξη αυτή σκοπό έχει να επισημάνει και να υπενθυμίσει ότι στα τοιχώματα, που συμπεριφέρονται κυρίως σαν πρόβολοι, η ροπή σε κάθε στέγη εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από τον τρόπο κατανομής των υπερκείμενων φορτίων, και όχι μόνο απ' το άθροισμά τους (τέμνουσα ορόφου) όπως στις πλαίσιακές κατασκευές, αθροισόμενη από όροφο σε όροφο.

Η ένταση τοιχωμάτων (καμπτόμενοι φορείς) που συνδέονται με πλαίσια (διατηρητικοί φορείς) πρέπει να υπολογίζεται με προσέγγιση στην πραγματική συμπεριφορά του συστήματος και όχι με τον τρόπο που συνηθίζεται μέχρι τώρα. Για το σκοπό αυτό καλή υπηρεσία παρέχουν διάφορες προσεγγιστικές μέθοδοι (Khan and Sharounis, Portland Cement Association, I. McLeod 1964, K. Muto, B. Kόλιας 1984, F. Γεωργοπούλου 1984, Beck u. Eisert 1971, Δ. Μπαϊράκτσης 1982, 1984, κ.α.)

Δαβαίνοντας υπόψη και τη φύση του προβλήματος, εκείνο που επιδιώκεται δεν είναι ο υψηλός βαθμός ακρίβειας στον προσδιορισμό όλων των εντατικών μεγεθών αλλά ο ποιοτικά αξιόπιστος προσδιορισμός εκείνων που είναι κρίσιμα για την ασφάλεια του έργου.

Άρθρο 6 παρ. 3 (LY)

αα. Το δ για τον προσδιορισμό του κρίσιμου μήκους είναι η μεγαλύτερη πλευρά ενός ορθογωνικού υποτυλώματος ή η διάμετρος ενός κυκλικού. Το κρίσιμο μήκος καθορίζει τα όρια και την έκταση μιας πιθανής πλαστικής διάθραξης. Οι ιδιαίτερες απαιτήσεις για εγκάρσιο σπλισμό αποβάλλουν στην αύξηση της πείσεις (και κατά συνέπεια της πλαστιμότητας), στην στήριξη των διαμήκων ράβδων έναντι λυγισμού και στην αύξηση της διατμητικής αντοχής.

Οι περιορισμοί σχετικά με τη διάμετρο, την απόσταση και την ποσότητα του εγκάρσιου σπλισμού έχουν προκύψει από σχετικές έρευνες και έχουν περιληφθεί σε διάφορους κανονισμούς (ATC-3, CEB, New Zealand, ACI 318).

Αιτία 3 κριτήρια για την απόσταση των συνδετήρων εφαρμόζονται το δυσμενέστερο:

$$a_s = \min (15 \text{ ή } 10, 40 \frac{f_{te}}{f_w} l_h, d_{min}/3)$$

Αυστηρότερες απαιτήσεις για εγκάρσιο σπλισμό στις περιοχές των κρίσιμων μηκών δεν υιοθετήθηκαν για δύο κυρίως λόγους:

- Οι κατασκευαστικές συνθήκες θα οδηγούσαν σε κακοτεχνίες και λόγω των δυσχεριών σε αποδυνάμωση της διάταξης, και - επειδή έχει περιληφθεί η πρόβλεψη για δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς μάλλον παρά στα υποτυλώματα.

(βλ. Άρθρ. 6 παρ. 3 (LY) δδ).

(Στο σχήμα των σχολίων που απεικονίζει σε λεπτομέρεια τα άγκιστρα των συνδετήρων να προτεθεί η διάσταση του ευθυγράμμου τμήματος του αγκίστρου: 100 mm).

ββ. Οι συνδετήρες των κρίσιμων μηκών των υποτυλωμάτων θα διατάσσονται και μέσα στον κόμβο. Επιτρέπεται ο δυπλασιασμός της απόστασης των συνδετήρων μέσα στον κόμβο όταν ο αυτόν συντρέχουν 4 δοκοί (μία σε κάθε πλευρά του υποτυλώματος) με σχέσεις υψών

$$\frac{d_{max}}{d_{min}} < 1,25$$

γγ. Οι συνδετήρες που επιβάλλονται στο κρίσιμο μήκος των υποτυλωμάτων εφαρμόζονται σ'ολόκληρο το ύψος τους στις εξής περιπτώσεις:

- Όταν το υποτυλωμα έρχεται σε επαφή με τοίχο πλήρωσης ή τοίχου από σκυρόδεμα σε τμήμα μόνο του ύψους του (περίπτωση φεγγιγίων με κοινά υποτυλώματα).
- Όταν το υποτυλωμα έρχεται σε επαφή με πλευρικό εμπόδιο

σε ενδιάμεσο σημείο του ύψους του ορόφου (πλάκα άλλου κτιρίου, πατάρι, ορόφα).

- Όταν σε περιοχές σεισμικότητας III, δεν υπάρχουν τοίχοι πλήρωσης και στις δύο ανέναντι πλευρές του υποτυλώματος (δηλαδή υπάρχει τοίχος μόνο στη μια πλευρά).

Η πρόβλεψη αυτή επιβάλλεται για να αυξηθεί η πλαστιμότητα σε περιπτώσεις τοπικά ανώμαλης συμπεριφοράς.

Τέλος ο σπλισμός αυτός εφαρμόζεται στις περιπτώσεις όπου $\max(h/d) < 3,5$ (χαρακτηριστικό όριο για εκδόσεις του φαίνουμένου της "διατμητικής έκρηξης - βλ. M.Yamada, ACI SP-42Vol2, 1974), όπου το δ είναι κατά τη διεύθυνση της κλίσης.

(Επειδή $\max(h/d) \approx 1$ δηλαδή έπεται ότι ο σπλισμός αυτός απαιτείται σε υποτυλώματα στα οποία ισχύει $\frac{h}{d} < 7$ και για $h \approx 3,0 \text{ m}$ όταν $d > \frac{3,0}{7} = 0,43 \text{ m}$)

Στην τελευταία αυτή περίπτωση θα γίνεται προσαύξηση του διαμήκους σπλισμού σε κάθε πλευρά ίση με το 20% του μεγαλύτερου αντίστοιχου σπλισμού των δύο πλευρών.

δδ. Ο έλεγχος αυτός είναι άσχετος απ'την απαίτηση της στατικής ισορροπίας στους κόμβους. Αφού γίνει η διαστασιολόγηση των δοκών και των υποτυλωμάτων για τα εντατικά μεγέθη υπολογισμού (από κατακόρυφα και σεισμικά φορτία), θα πρέπει να ελεγχθεί ότι τελικά το άθροισμα των επιτρεπόμενων ροπών στις δοκούς ενός κόμβου είναι μικρότερο από το άθροισμα των επιτρεπόμενων ροπών των στύλων (πόδα και κεφαλής).

Ο έλεγχος θα γίνεται για τη θετική και την αρνητική φορά των σεισμικών δυνάμεων.

Εκτός αυτής της διάταξης είναι να εξασφαλιστεί μια ελάχιστη καμπτική αντοχή στα υποτυλώματα που πρέπει να είναι ανώτερη απ'την αντοχή των δοκών του κόμβου έτσι ώστε σε πιθανή υπέρβαση, κατά τη σεισμική φόρτιση, της ροπής υπολογισμού σ'ένα κόμβο οι πλαστικές αρθρώσεις να δημιουργηθούν στα δοκάρια και όχι στους στύλους. Αυτό εκτός απ'το ότι οι βλάβες σε δοκάρια είναι λιγότερο κρίσιμες και επιανεύδονται ευκολότερα έχει σαν συνέπεια και μια πολύ ευνοϊκότερη μεταβατική συμπεριφορά της κατασκευής. Παράγεται όταν οι πλαστικές αρθρώσεις δημιουργούνται σε δοκάρια και όχι στους στύλους η πλαστικότητα καμπυλότητας που απαιτείται είναι μικρότερη και είναι πολύ ευκολότερο να επιτευχθεί (Park and Paulay 1975). Αφ'ετέρου οι πλαστικές αρθρώσεις στα δοκάρια μπορούν να απορροφήσουν περισσότερη σεισμική ενέργεια.

Για να εξασφαλιστεί πλήρως η δημιουργία των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς θα έπρεπε η αυτοσχέ του κάθε υποστυλώματος στον κόμβο να είναι τουλάχιστον ίση με το άθροισμα των αυτοχών των δοκαριών.

Γι' αυτό στον κανονισμό ACI-318 (Α.4.2.2) απαιτείται αυτοσχέ υποστυλώματος κατά 20% μεγαλύτερη απ' την αυτοσχέ των δοκών (δεν θα πρέπει να αγνοηθεί και η δυσμενής επιρροή της κρούσης του χάρυβα στην αύξηση της αυτοσχής των δοκών κατά τη μεταδραστική συμπεριφορά τους).

Εφόσον το κύριο σύστημα ανάλυσης των οριζοντίων φορτίων αποτελείται από τοιχώματα που ικανοποιούν τις απαιτήσεις του Άρθρ. 6 παρ. 3, ο έλεγχος της καμπτικής αυτοσχής δοκών και υποστυλώματων παραλείπεται. Το κριτήριο αυτό τέθηκε για να οριοθετηθεί τα δύο βασικά στατικά συστήματα (τοιχώματα - πάλαια), δεν έχει συχετιστεί όμως με τον τρόπο λειτουργίας της κατασκευής, η επιλογή του επιβλήθηκε από πρακτικούς λόγους και αποτελεί - προς το παρόν - κατ'οικονομία λύση.

Εξάφραση απ' τον έλεγχο αυτό επιτρέπεται επίσης και για τους δύο ανώτατους ορόφους ενός κτιρίου εφ' όσον τα υποστυλώματα οπλιστούν σ' ολόκληρο το ύψος τους σύμφωνα με τους κανόνες οπλισμού του κτίριου μήκους.

Ο έλεγχος αφορά τις πραγματικές συνολικές καμπτικές αυτοσχές των στοιχείων και όχι τις επιτρεπόμενες ρομές.

Στη διάταξη αυτή όμως η διατύπωση αναφέρεται στις επιτρεπόμενες ρομές για να μην υπάρχει αντίφαση με τον, ακόμα, λογότυπα κανονισμό οπλισμένου σκυροδέματος.

Η επιτρεπόμενη ροπή των στύλων θα υπολογιστεί λαβαίνοντας υπόψη εκείνο το αξονικό φορτίο που είναι συμβατό με την εξεταζόμενη σεισμική δράση και για το οποίο προκύπτει η ελάχιστη επιτρεπόμενη ροπή.

εε. Το ελάχιστο ποσοστό αναφέρεται πλέον σαφώς στην πραγματική διατομή. Η διατύπωση της απαίτησης του ελάχιστου ποσοστού ανά παρειά οδηγεί σε συνολικό ποσοστό της τάξης του 1%.
(βλ. ACI 318, ATC - 3).

Αυτός ο ελάχιστος οπλισμός απαιτείται για να αντιμετωπιστεί εν μέρει η ανακατανομή των τάσεων μεταξύ χάρυβα και σκυροδέματος εξαιτίας των χρόνιων παραμορφώσεων αλλά και για να αποφευχθεί μεγάλη διαφορά μεταξύ της ροής οπλισμού και της ροής διατομής (ATC-3).

Επειδή η πλαστιμότητα μιας διατομής μειώνεται όσο αυξάνει

το αξονικό φορτίο είναι σκόπευτο η μέση τάση σε κεντρική θέση να κρατείται σε χαμηλά σχετικά επίπεδα. (Φύλλο 22)
Η απόφαση μεταξύ των διαμήκων ράβδων του υποστυλώματος δεν πρέπει να ξεπερνά τα 20 εκ.

Εξάφραση μπορεί να αποτελέσουν μικρά υποστυλώματα (μέχρι 35/35) συνήθων (Σ) κατασκευών σε περιοχές σεισμικότητας Ι που επιτρέπεται να οπλιστούν με 4 μόνο ράβδους. Προσawn στην περίπτωση αυτή και το αστήρικτο μήκος των συνδετήρων (1h) μπορεί να υπερβεί τα 20 εκ. (μέχρι 30 εκ.).
Πάντως καλό είναι αυτό να παραμείνει εξάφραση και να μην αποτελέσει κανόνα.

οισι. Όταν η/δλ. ττική τάση του υποστυλώματος είναι μικρή (σ < 0,10 β_p) μειώνεται η ευνοϊκή επιρροή της θάλψης κατά την ανάληψη τέμνουσας και ο έλεγχος σε διάτμηση τέτοιων υποστυλώματων θα γίνεται ως εξής:

Αν $\pm T_E$ η διατμητική τάση λόγω σεισμού

και T_Φ η διατμητική τάση απ' τις υπόλοιπες δράσεις

τότε

$$T_1 = T_\Phi - T_E \quad \text{και} \quad T_2 = T_\Phi + T_E$$

(τα T_Φ και T_E είναι θετικά)

$$\alpha) \text{ Αν } T_1 \cdot T_2 < 0 \text{ (δηλ. } T_\Phi < T_E) \text{ και } |T_1| < \frac{1}{2} T_b \text{ min}$$

$$\text{δηλ. } T_\Phi - T_E > -\frac{1}{2} T_b \text{ min} + \boxed{T_E < T_\Phi + \frac{1}{2} T_b \text{ min}}$$

θα πρέπει $T_2 < T_b \text{ max}$ και

ο έλεγχος των οπλισμών σε διάτμηση θα γίνεται για την τιμή της T_2 εφόσον $T_2 > T_b \text{ min}$ (διαφορετικά δεν γίνεται έλεγχος).

$$\beta) \text{ Αν } T_1 \cdot T_2 < 0 \quad \text{και} \quad |T_1| > \frac{1}{2} T_b \text{ min} \text{ δηλ.}$$

$$T_\Phi - T_E < -\frac{1}{2} T_b \text{ min} + \boxed{T_E > T_\Phi + \frac{1}{2} T_b \text{ min}}$$

θα πρέπει $|T_1| < T_b \text{ min}$, $T_2 < T_b \text{ max}$ και ο έλεγχος των οπλισμών θα γίνεται για την τιμή της T_2 έστω και αν $T_2 < T_b \text{ min}$.

Η πιο συχνή περίπτωση που εμφανίζεται στην πράξη είναι όταν $T_\Phi = 0$

$$\text{οπότε επειδή } T_1 = -T_E \text{ και } T_2 = T_E \text{ και } T_1 \cdot T_2 = -T_E^2 < 0$$

θα πρέπει

$$1. |t_1| = t_E < t_b \min$$

2α. αν $t_E < \frac{1}{2} t_b \min$ δεν γίνεται έλεγχος σπλισμών.

2β. αν $t_E > \frac{1}{2} t_b \min$ (ισχύει πάντα $t_E < t_b \min$) θα ελέγχονται οι σπλισμοί για την τιμή $t_2 = t_E$

παρά το ότι $t_2 < t_b \min$.

Γενικά η περίπτωση 2β δηλ. έλεγχος σπλισμών παρόλο που $t_2 < t_b \min$ μπορεί να συμβεί όταν

$$t_\Phi - t_E < -\frac{1}{2} t_b \min$$

δηλαδή όταν

$$t_\Phi + t_E < t_b \min, \quad \text{και} \quad t_E > t_\Phi + \frac{1}{2} t_b \min$$

Για να αποχτήσουμε και ποσοτική αντίληψη του ελέγχου ως δεχτούμε $t_\Phi = 0$ (όπως υποθέτουμε συνήθως στην πράξη) και $t_E = 5,5 \text{ Kp/cm}^2$ και ως αγνοήσουμε την ευμενή επιρροή του μικρού δάκτυλου, αξονικού δακτυλικού φορτίου. Τότε, για B225, δεν θα χρειάζοταν μέχρι τώρα έλεγχος σπλισμών (συνδετήρων). Επειδή όμως $t_E > \frac{1}{2} t_b \min = 3,0 \text{ Kp/cm}^2$, τώρα επιβάλλεται έλεγχος συνδετήρων (παρόλο που

$t_E < 6,0 \text{ Kp/cm}^2 = t_b \min$ και θα είναι (για συνδετήρες από

StI):

$$F_{Eu} = \frac{t_E \cdot b}{\sigma_{Eu}} = \frac{5,5}{1,4} b \text{ (cm}^2/\text{m, το } b \text{ σε m)}$$

Τότε για ένα υποσώμα 40/40 με τριτίμητους συνδετήρες ($l_h < 0,20 \text{ m}$), θα είναι:

$$F_{Eu} = \frac{5,5}{1,4} \times 0,40 = 15,71 \text{ cm}^2/\text{m,} \quad \text{δηλαδή}$$

συνδετήρες $\Phi 10/15$ σ'όλο το ύψος του υποσώματος.

Στόχος του ελέγχου είναι να μειωθεί, σε υποσώματα με μικρή αξονική δάκτυλη, ο κίνδυνος από την ανακυκλωμένη διατμητική καταπόνηση (που έχει σταθερό εύρος $\pm t_E$) με τον περιορισμό της τιμής του κάτω ορίου της καταπόνησης και στήριξη της αντοχής του στοιχείου μόνο στο χάλαβα

(συνδετήρες).

Ανάλογη διάταξη υπάρχει στον κανονισμό New Zealand DZ 3101 Part 1, 7.4.2.2 (second Draft).

Πάντως η περίπτωση αυτή δεν εμφανίζεται πολύ συχνά στην πράξη. Παράγεται αν

$$\sigma \leq 0,10 \beta_p = 18 \text{ Kp/cm}^2 \quad (\text{για B225})$$

$$\text{και} \quad t_E = \frac{\sigma}{b \cdot z} \approx \frac{\sigma}{7b \cdot 0,9d} = 1,27 \frac{\sigma}{bd} \approx 1,27 \frac{E_N}{bd} = 1,27 \epsilon \cdot \sigma$$

για να έχει εφαρμογή η διάταξη (υπό τη δοσμένη παραδοχή ότι $t_\Phi = 0$) θα πρέπει:

$$\frac{1}{2} t_b \min < t_E < t_b \min$$

$$\rightarrow 3 < 1,27 \cdot \epsilon \cdot 18 < 6$$

δηλ.

$$0,13 < \epsilon < 0,26$$

α. Το δ είναι το ύψος της δοκού.

Ισχύουν και εδώ όλα αναφερόμενα για τα υποστυλώματα.

Με την περίσφιξη αυξάνεται η παραμορφωσιμότητα της θλιβόμενης ξύλης και επομένως η πλαστιμότητα της διατομής, στις θέσεις όπου επιδιώκεται η εμφάνιση των ενδεχομένων να δημιουργηθούν πλαστικών αρθρώσεων.

Η περίσφιξη θα εκτείνεται και πέραν του μήκους 2d, όταν απαιτείται θλιβόμενος οπλισμός, μέχρι τής θέσεις όπου ο οπλισμός αυτός περατοῦνται, για να παρεμποδιστεί αφ' ενός ο λυγισμός των θλιβομένων ράβδων και να αυξηθούν τα όρια της περισφίξης σε μια περιοχή με υψηλή θλιπτική καταπόνηση.

ββ. Σε ψηλά δοκάρια είναι πιθανό, ο απαιτούμενος, απ' τη μέγιστη οπλισμός να είναι τόσο λίγος ώστε η αναλαμβανόμενη ποσότητα απ' την οπλισμένη διατομή να είναι μικρότερη απ' την ποσότητα της ίδιας δοκάριας διατομής για να αποφευχθεί η αντίστοιχη θραύση σ' αυτές τις περιπτώσεις απαιτείται ένα ελάχιστο ποσοστό οπλισμού (ACI 318, 10.5.1).

Το ποσοστό αυτό καθορίστηκε ανεξάρτητα απ' την εφελκυστική αντοχή σκυροδέματος και καλύπτει και τις περιπτώσεις σκυροδέματος υψηλής αντοχής (Leonhardt: Vorlesungen über Massivbau, 1. Teil, 2. Aufl. σελ. 171).

Το μέγιστο ποσοστό του εφελκυσμένου οπλισμού στις περιοχές των σπηρίξεων, όπου θα δημιουργηθούν πλαστικές αρθρώσεις, καθορίστηκε σε σχετικά χαμηλά επίπεδα.

Αν δεχτούμε ότι το β_R του DIN 1045 συνδέεται με το β_w (κυβική αντοχή του σκυροδέματος σύμφωνα με τον Ελληνικό Κανονισμό) με τη σχέση

$$\beta_R = 0,7\beta_{wN} \approx 0,7 \times 0,80\beta_w = 0,56 \beta_w$$

θα έχουμε:

$$\mu_{\max} = 0,25 \frac{\beta_w}{\beta_s} \approx 0,25 \frac{\beta_R/0,56}{\beta_s} = 0,45 \frac{\beta_R}{\beta_s}$$

δηλαδή το μέγιστο ποσοστό εφελκυσμένου οπλισμού είναι εκείνο για το οποίο αποκλείεται η ανάπτυξη θλιβόμενου οπλισμού (βλ. ΒΚ 1980, I, σελ. 734), σύμφωνα με το DIN 1045.

Ο λόγος αυτού του περιορισμού είναι να διατηρηθεί η θλιπτική παραμόρφωση του σκυροδέματος χαμηλά ώστε να υπάρχουν περιθώ-

ρια για μεταπλαστική αύξηση των παραμορφώσεων και επίτευξη υψηλής πλαστιμότητας (βλ. και ACI 318 A.3.2.1, CEB Cl.11.3.3, DZ 3101, 6.4.3.2(a)). (Φύλλο 24)

Η ανάπτυξη για ύπαρξη θλιβόμενου οπλισμού ανεξάρτητα από υπολογιστικές ανάγκες σε ποσοστό $\mu' \geq 0,5$ μ' υπαγορεύτηκε απ' τους ίδιους λόγους (αύξηση πλαστιμότητας) (Φύλλο 23) αλλά και για να αντιμετωπιστεί το ενδεχόμενο μιάς αντιστροφής της καταπόνησης λόγω της δράσης των σεισμικών φορτίων (CEB Cl.11.3.3, DZ 3101, 6.4.3.2(b)).

Ο θλιβόμενος αυτός οπλισμός και όταν ακόμα δεν απαιτείται υπολογιστικά θα εκτείνεται μέχρι τα άκρα των κολούμων μηκών της δοκού.

γγ. Ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται κατά την όπλιση των δοκών, ώστε να μην προκύψουν διατομές μικρής αντοχής γύρω απ' τα σημεία μηδενισμού των ροπών. Επειδή κατά τη σεισμική δράση (ή και άλλες απρόβλεπτες διατάξεις φορτίων) επέρχονται ανακατατάξεις στο διάγραμμα των καμπτικών ροπών, οι περιοχές αυτές είναι ενδεχόμενο να καταπονηθούν με σημαντικές ετερογενείς ροπές. Η μεταβολή του διαγράμματος θα λαμβάνεται υπ' όψη και για την αγκύρωση των διαμήκων ράβδων.

Ο κανονισμός DZ 3101 § 6.4.3.2d αντιμετωπίζει το πρόβλημα επιβάλλοντας σαν ελάχιστο δύο οπλισμό σε κάθε διατομή το 25% του μεγίστου που απαιτείται στις εκατέρωθεν σπηρίξεις. Στον ACI 318, A.3.2.2 ο οπλισμός αυτός επιβάλλεται και σαν ο ελάχιστος κάτω οπλισμός (όχι όμως κατώτερος του $\mu = 15/\beta_s$).

66. Το ποσοστό των ράβδων που ματίζονται επιβάλλεται απ' τον Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος. Εδώ προστέθηκε η τοποθέτηση του εγκάρσιου οπλισμού (συνδετήρων) για την αντιμετώπιση του εγκάρσιου εφελκυσμού. Προτιμήθηκε προς το παρόν, η τήρηση του μέγιστου ποσοστού των ματίσεων στο 1/5 των ράβδων, αντί να επιτραπεί η μείωση ποσοστώσεων/έξιδες όμως και περίπλοκες διατάξεις και απαιτήσεις για τον πρόσθετο εγκάρσιο οπλισμό. Είναι προφανές ότι στις κρίσιμες περιοχές των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων δεν πρέπει να γίνονται ενώσεις των οπλισμών.

εε. Αντιστοιχίες οδηγίες και περιορισμοί διαστάσεων του πλάτους b των δοκών δίνονται στους κανονισμούς ATC-3, CEB, DZ 3101. κ.δ. Το πλάτος των 20 εκ. ορίστηκε με βάση την πείρα του παρελθόντος και το κατασκευαστικό της δοκού.

Ο περιορισμός $b \geq d/4$ τέθηκε για να εναρμονιστεί η δημιουργία συμπλεγμάτων με μικρό κίνδυνο πλευρικής αστάθειας κατά τη μεταστατική συμπεριφορά του στοιχείου.

Οι περιορισμοί $b \leq b_{\text{πρ}} + \frac{1}{2} d_{\text{πρ}}$ και $b \leq 2b_{\text{πρ}}$ αποσκοπούν στην ομαλή και αποτελεσματική μεταβίβαση των ροπών μεταξύ δοκών και υποστυλιδμάτων καθώς και στην διεύθυνση ή αγκύρωση του κύριου άγκυρου του σπλινθίου των δοκών μέσα στη διατομή του υποστυλιδματος.

Με τον περιορισμό του πλάτους της δοκού γίνεται και η μεταβίβαση της τέμνουσας κατά αμεσότερο τρόπο και αποφεύγεται η δημιουργία φαινομένων διάτρησης.

στοι. Ισχύουν όσα αναφέρθηκαν και στην αντίστοιχη διάταξη για τα υποστυλιδματα. Επειδή όμως στα δοκάρια υπάρχουν, συνήθως, με-
γάλες σχετικά τέμνουσες η εμφάνιση ετερόδοτημων τιμών σε μία διατομή πρέπει να θεωρείται σπάνια περίπτωση.

Άρθρο 6 Παρ. 3 (4ε)

αα. Η παρουσία δοκών του αυτού περιήπου ύψους ($\Delta d \approx 25\%$) δημιουργεί ικανοποιητικές συνθήκες πλευρικής περίσφιξης ώστε να χαλαρώσει η απαίτηση για τη συνέχιση όλων των συνδετήρων του κορσίου μήκους και μέσα στον κόμβο. Τουτό άλλωστε θα δημιουργήσει και μεγάλη συγκέντρωση σπλινθίων, δυσχερεύει στην τοποθέτησή τους και πολύ πιθανές κακοτεχνίες κατά τη σκυροδέτηση. Πάντως και στην περίπτωση αυτή θα τοποθετηθούν συνδετήρες αλλά σε διπλάσια απόσταση (οι μισοί).

ββ. Ο ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος παρέχει πολύ αυστηρές πληροφορίες για τον υπολογισμό των μηκών αγκύρωσης των σπλινθίων. Τουτό επειδή το βασικό είδος χάλυβα που χρησιμοποιείται εκείνη την εποχή ήταν ο λείος χάλυβας. Για χάλυβες άλλης αντοχής και είδους από τους λείους StIa (22/34) και StIIa (34/50) ο κανονισμός απαιτεί ειδική δόση αντί το ΥΔΕ. (Άρθρ. 16 παρ. 2 Καν. Ε.Ο.Σ.). Επομένως η υπόδειξη για εφαρμογή του ισχύοντος Κανονισμού στον υπολογισμό των μηκών αγκύρωσης, προκειμένου για νεοροχάλυβες κατηγορίας III (42/50), οδηγεί στην εφαρμογή των γεωμετρικών οδηγιών (πρρ του 1972) για την χρησιμοποίηση τέτοιων χαλύβων, δηλαδή:

Επιτρεπόμενη τάση εφελκυσμού (Kp/cm^2):

$$\sigma_e = 2400$$

Επιτρεπόμενη τάση συνάφειας (Kp/cm^2):

		B160	B225
t_1	=	11	16
t_2	=	6	8

όπου η τιμή t_1 ισχύει για ράβδους που έχουν κλίση μεγαλύτερη από 45° έναντι της οριζόντιας είτε, ανεξάρτητα κλίσης, απέχουν το πολύ 25 εκ. από τον πυθμένα του Ευλότυπου. Η τιμή t_2 ισχύει για όλες τις άλλες θέσεις σπλινθίων (βλ. και ΒΚ 1968 σελ. 857-884).

Για την εξασφάλιση των αγκυρώσεων συνιστάται, σαν πρόσθετο μέτρο, η αγκύρωση των ράβδων των δοκών με κάμψη μέσα στα υποστυλιδματα, τουλάχιστον, όταν τουτό είναι κατασκευαστικά δυνατό. Η σύσταση αυτή πρέπει να ακολουθείται οποιαδήποτε σε

ακραιοῦς κόμβους γιὰ τοὺς οποίους βλ. ἐπόμενο ἐδάφιο γγ .

γγ. Πρόκειται γιὰ τοὺς πιο πρώτους, μετὰ τοὺς γωνιακοὺς τοῦ ἐπόμενου ἐδαφίου, κόμβους. Ἡ διαμόρφωσή τοὺς απαιτεῖ ἰδιαίτερη προσοχή.

Ἰδιαίτερα επιμελημένη πρέπει νὰ εἶναι ἡ διάταξη καὶ τὸ δέσιμο (στο κλείσιμο) τῶν συνδετῆρων μέσα στον κόμβο, καθὼς καὶ ἡ εξασφάλιση τῶν κεκαμένων ράβδων τῶν δοκῶν ἐναντι "κλωτοήματος" στὴν ἐξωτερικὴ πλευρὰ τοῦ κόμβου.

δδ. Εἶναι οἱ κόμβοι σχήματος Γ ὅπου διατίθεται ὁ ελάχιστος χώρος γιὰ τὴν ἀγκύρωση τῶν οπλισμῶν δοκῶν καὶ στύλων. Ὁ πιο εὐαίσθητο σημεῖο τῆς κατασκευῆς. Ἰδιαίτερη προσοχή καὶ επιμέλεια ὅπως καὶ στο προηγούμενο ἐδάφιο.

εε. Εἶναι γνωστὲς οἱ κακοτεχνίες ποὺ παρατηροῦνται στο σημεῖο αὐτὸ ἀπ' τὴν παράλειψη κλίψης τῶν οπλισμῶν προκειμένου νὰ ἐπιτευχθεῖ ἡ στένωση τῆς διατομῆς. Οἱ κατακόρυφοι οπλισμοὶ πρέπει νὰ κλίνονται ὡσοδῆποτε με κλίση ὅπως μικρότερη ἀπὸ 1:6 καὶ στὲς θέσεις τῶν κλίψεων νὰ τοποθετοῦνται συνδετῆρες ποὺ θὰ υπολογίζονται σύμφωνα με τὸ σῆμα τῶν σχολίων.

στστ. Εἰς δὲ μένει παρὰ νὰ τονιστεῖ ὅτι ἡ ἀποστολή τοῦ κατασκευαστῆ εἶναι ἡ πιστὴ ἐφαρμογή μὲς πλήρως μελέτης καὶ ὅχι ἡ κατὰ κατασκευαστικὴ βούληση συμπλήρωση τῶν ἐλλείψεων τῆς.

Ἀρθρο 6 Παρ. 11 εδ. 2

Ἡ αὔξησις τῶν επιτρεπομένων τάσεων διείτησις λόγω σεισμοῦ ἔχει ληφθεῖ ὑπόψη κατὰ τὴν διατύπωση τῶν διαφόρων τύπων.

Ἀρθρο 7 Παρ. 2 (α) εδ. 2

Οἱ συνδετῆρες δοκοὶ σκοπὸ ἔχουν νὰ ἀποτρέψουν διαφορικὲς μετακινήσεις τῶν πεδίων, νὰ μειώσουν τὴν καταπόνηση τοῦ ἐδάφους ἀπ' τὸ σεισμὸ παραλαμβάνοντας μέρος τῆς ροπῆς στὸν πόδα τῶν στύλων καὶ νὰ συμβάλουν στὴν ἐπίτευξη καλύτερης πύκνωσις τῶν στύλων στὴ θεμελίωση. Στὴν περίπτωση μικρῆς σεισμικῆς δράσεως ($\epsilon \leq 6\%$) ἡ ἀνεξάρτητα ἀπ' τὸ μέγεθος τοῦ σεισμοῦ, ὅταν τὸ ἔδαφος εἶναι βραχώδες μποροῦν νὰ παραλειποῦν ἐφόσον αὐτὴ ἡ παράλειψη ληφθεῖ ὑπόψη στοὺς υπολογισμοὺς (π.χ. ἔλεγχος πεδίων σε ἐκκεντρη φόρτιση, υπολογισμὸς στροφῆς πεδίων καὶ ἀντίστοιχη μείωση τῆς α-καμψίας τῶν στύλων, παρεμπόδιση διαφορικῶν μετακινήσεων μέσω πλάκας ἀπὸ οπλισμένο σκυρόδεμα - βλ.σχόλιο - κ.ά.).

Ἀρθρο 7 Παρ. 2 (ε) εδ. 3

Ελάχιστες διαστάσεις, οπλισμοὶ καὶ δύναμη υπολογισμοῦ ποὺ βασίζονται στὴν πείρα τοῦ παρελθόντος καὶ τὴ διεθνή πρακτικὴ (βλ. Dornick "Earthquake Resistant Design" σελ. 210, ATC-3, 7.5.2).

Άρθρο 8 Παρ. 1(β)

Το άρθρο 8 είναι το περίφημο άρθρο στο οποίο στηρίχθηκε η κατασκευή κτιρίων χωρίς κανένα αντισεισμικό υπολογισμό, σε αντίθεση με το πνεύμα του Κανονισμού, και τούτο γιατί:

α) Μάλλον ποτέ δεν έγινε έλεγχος ότι το κέντρο στρέψης βρίσκεται στο κεντρικό τρίτο της κτύπησης (και πώς να γίνει, αφού το ζητούμενο ήταν να απαλαχτούμε απ' αυτό τον έλεγχο. Αντί γι' αυτό η αυτολόγηση της απαλλαγής στις στατικές μελέτες άρχισε περίπου με τη φράση "λόγω σύμπτωσης ΚΒ και ΚΕΔ...". Με τα χρόνια κόπηκε και αυτή και έμεινε μόνο ο έλεγχος της επιφάνειας και του μήκους των τοιχωμάτων).

β) Ποτέ δεν έγινε ο ειδικός περιμετρικός έλεγχος δοκών και υποστοιχωμάτων του Άρθρου 6 Παρ. 3(α), ο οποίος έπρεπε να εκτελείται άρχεται απ' την απαλλαγή του Άρθρου 8. Και όχι μόνο αυτό: Για τον περιμετρικό έλεγχο επιτρεπόταν "η εφαρμογή της μεθόδου "κατά προσέγγισιν ... πολυωρόφων κατασκευών" υπό την προϋπόθεση υπαρκτούς ακαμψίας των συνδεουσών τας κεφαλές των στύλων δοκών. (Αυτό το τελευταίο βέβαια αποτελεί βασική προϋπόθεση για την εφαρμογή και της "ακριβούς ελληνικής μεθόδου" όπως μέχρι σήμερα γινόταν).

Επομένως, και σε συνδυασμό με τους περιορισμούς του Άρθρου 8 Παρ. 1, βλέπουμε ότι η απαλλαγή απ' τον αντισεισμικό έλεγχο δεν ήταν και τόσο ... απαλλακτική. Πέρα απ' αυτό όμως οι απαιτήσεις του ελάχιστου σιγισμού όπως τον καθόριζε το εδάφιο (δ) μέχρι τώρα (δυνατή εσχάρα 8/25 κ.τ.λ.) ήταν τελείως ανεπαρκείς. Τα αποτελέσματα απ' την εφαρμογή του Άρθρου 8, και μάλιστα όπως είχε καταήξει να γίνεται, είναι γνωστά σ' όλους και δε χρειάζεται να επαναληφθούν. Με το νέο εδάφιο (δ) ουσιαστικά επιβάλλεται η αξιόπιστη (Άρθρο 6 Παρ. 3 ιβ (ii)) εκτίμηση των εντατικών μεγεθών των τοιχωμάτων, ο αντιστοιχισμός έλεγχος τάσεων και η ειδική διαλίσθηση (Άρθρο 6 Παρ. 3 ιβ (ββ), (γγ), (δδ), (εε) και (θθ)).

Ύστερα απ' τα παραπάνω νομίζουμε ότι η διάταξη περί απαλλαγής απ' τον αντισεισμικό υπολογισμό παραμένει πρακτικά γράμμα κενό.

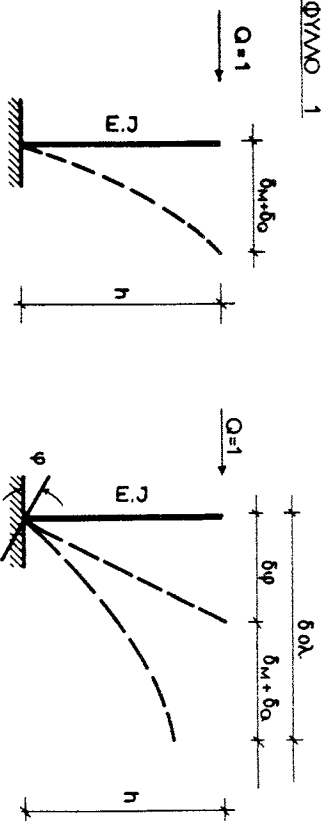
Γ. ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ
ΣΧΗΜΑΤΩΝ ΚΑΙ ΠΙΝΑΚΩΝ

Περιοχές:

Φύλλο 1 :	Ακαμψία προβόλου. Μεταβολή ακαμψίας καθώς σε πρόβολο σταθερής διατομής.
Φύλλο 2 :	Ακαμψία προβόλου. Σύγκριση ακαμψιών σε διάφορες στάθμες και για διάφορα είδη φορτίσεων. Επιρροή του έργου των τεινουσών στην ακαμψία.
Φύλλα 3-18 :	Έρευνα στις ακαμψίες πλαστικών κατασκευών. (Βλ. περιγραφή στα φύλλα 3 & 3α) (*)
Φύλλο 19 :	Ισοδύναμη ροπή αδράνειας συζευγμένου τοιχώματος.
Φύλλο 20 :	Ροπή ανατομής και Ροπή διαστασιολόγησης σε τοιχώματα - προβόλους και σε πλαίσια.
Φύλλο 21 :	Προέλεση τριγωνικού διαγράμματος σεισμικών φορτίων.
Φύλλο 22 :	Επιρροή αξονικής θλίψης στην πλαστιμότητα διατομής από 0.5.
Φύλλο 23 :	Επιρροή θλιβόμενου σιγισμού στην πλαστιμότητα διατομής από 0.5.
Φύλλο 24 :	Επιρροή αντοχής σκυροδέματος, χάλυβα και ποσοστού σιγισμού στην πλαστιμότητα διατομής από 0.5.

(*) Στα φύλλα 3-18 παρουσιάζεται ενδεικτικό παράδειγμα σύγκρισης των τιμών των ακαμψιών που προκύπτουν αφ' ενός μεν από μία μέθοδο επίλυσης με H/Y, αφ' ετέρου δε με μία προσεγγιστική μέθοδο με πίνκες, και αφορά τον τρόπο υπολογισμού των ακαμψιών στο μοντέλο του πολυωρόφου πλαισίου.

ΦΥΛΛΟ 1



$$\delta_M = \frac{Q h^3}{3 E J}$$

$$D_M = \frac{Q}{\delta_M} = \frac{3 E J}{h^3}$$

$$\delta_o = \frac{Q}{G F_o} h$$

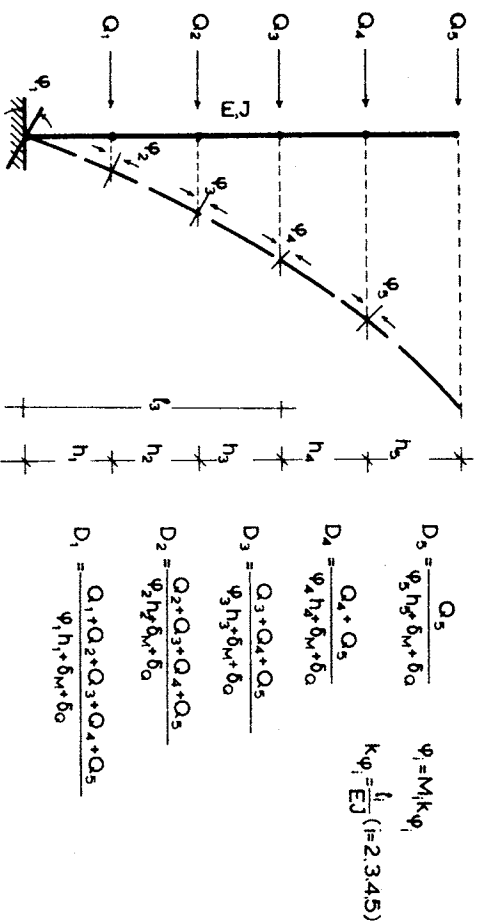
$$D_o = \frac{G F_o}{h}$$

$$\delta \varphi = \varphi \cdot h = M \cdot k \varphi \cdot h = Q \cdot h^2 \cdot k \varphi$$

$$\delta o \lambda = \delta \varphi + \delta_o + \delta_M = Q \cdot h^2 \cdot k \varphi + \frac{Q h}{G F_o} + \frac{Q h^3}{3 E J}$$

$$D = \frac{Q}{\delta o \lambda} = \frac{3 E J}{h^3} \cdot \frac{1}{\frac{3 E J}{h^3} \cdot \frac{k \varphi}{h} + \frac{3 E J}{h G F_o} + 1} \Rightarrow \boxed{D = \bar{D} \cdot \alpha}$$

$$\text{όπου } \alpha = \frac{1}{\frac{3 E J}{h^3} \cdot \frac{k \varphi}{h} + \frac{3 E J}{h G F_o} + 1}$$



$$D_o = \frac{Q_5}{\varphi_5 h_5 \delta_M + \delta_o}$$

$$\varphi_i = M_i k \varphi_i$$

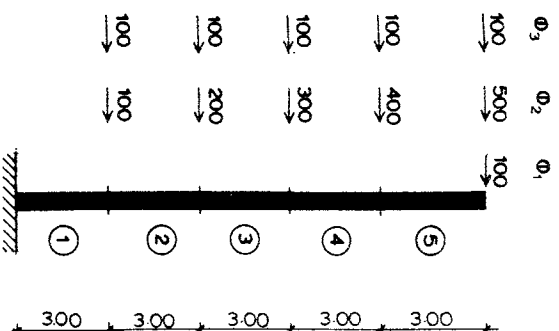
$$k \varphi_i = \frac{1}{E J} \quad (i=2,3,4,5)$$

$$D_4 = \frac{Q_4 + Q_5}{\varphi_4 h_4 \delta_M + \delta_o}$$

$$D_3 = \frac{Q_3 + Q_4 + Q_5}{\varphi_3 h_3 \delta_M + \delta_o}$$

$$D_2 = \frac{Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5}{\varphi_2 h_2 \delta_M + \delta_o}$$

$$D_1 = \frac{Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5}{\varphi_1 h_1 \delta_M + \delta_o}$$



$$E = 2500.000 \text{ Mp/m}^2$$

$$J = \frac{0.2 \times 1.5^3}{12} = 0.05625 \text{ m}^4$$

$$h = 3.0 \text{ m}$$

$$G = 0.4 E$$

$$\bar{D}_M = \frac{3 E J}{h^3} = 15625 \text{ Mp/m}$$

$$D_o = \frac{G F_o}{h} = 83333 \text{ Mp/m}$$

Πάρος	"ΑΚΑΜΩΣΕΙΣ" (D _M) ΠΑΒΑΝ (αυτοεισι το δ _o)									
	D ₁	D ₁ /D ₁	D ₁ ^{0.3} /D ₁ ^{0.3}	D ₁	D ₁ /D ₁	D ₁ ^{0.3} /D ₁ ^{0.3}	D ₁	D ₁ /D ₁	D ₁ ^{0.3} /D ₁ ^{0.3}	D ₁ ^{0.3} /D ₁ ^{0.3}
5	422.3	0.19	2.22	233.2	0.075	1.22	190.5	0.049	1.00	1.00
4	459.5	0.21	1.15	442.2	0.14	1.11	396.1	0.10	1.00	1.00
3	556.0	0.25	0.82	663.1	0.22	1.00	679.3	0.17	1.00	1.00
2	822.4	0.37	0.66	1118.9	0.36	0.90	1237.6	0.32	1.00	1.00
1	2232.1	1.00	0.57	3125.0	1.00	0.80	3906.2	1.00	1.00	1.00

$$\frac{190.5}{15625} = 1.2\% \leq \frac{D_1}{D_M} \leq \frac{3906.2}{15625} = 25\%$$

$$D_{M,o} = \frac{1}{\delta} = \frac{1}{\delta_M \delta_o} = \frac{1}{\frac{1}{D_M} + \frac{1}{D_o}} = \frac{D_M}{1 + \frac{D_M}{D_o}} = \alpha \cdot D_M \quad (E \delta_o : \alpha > 0.955)$$

ΦΥΛΛΟ 2

Τα D_i είναι αναρτήσεις των Q_i ο υπολογισμός των οποίων όπως απαιτεί να είναι ήδη γνωστά τα D_i! Διαδοχικές προσεγγίσεις.

ΕΡΕΥΝΑ ΓΙΑ ΤΙΣ ΑΚΑΜΨΙΕΣ ΠΑΙΔΙΑΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝΣημειώσεις.

Η έρευνα έγινε για να συγκριθεί η αξιοπιστία των υποδείξεων του K. Muto για την εκτίμηση της ακαμψίας των στύλων.

Μέσα.

Χρησιμοποιήθηκε υπολογιστής τύπου Newbrain AD, 32 k. Το πρόγραμμα για την επίλυση παισιών είναι του Milo Ketchum, ASCE, Civil Engineering, December 1983.

Περίληψη.

Από ένα 6-δοσφο πλαίσιο (Φύλλο 4) απομονώθηκε και επιλύθηκε ένα ενδιάμεσο υποστέλωμα. (Φύλλο 5). Οι αριθμοί στους κόμβους αντιστοιχούν στους βαθμούς ελευθερίας (δχ,φ). Η επίλυση έγινε για μια οριζόντια μοναδιαία δύναμη F_1 που αντιστοιχεί κάθε φορά στον βαθμό ελευθερίας κατά την διεύθυνση του οποίου δρά.

Αναλύθηκαν 5 τύποι παισιών. SO, SR, SW, ST και SB.

Στα πλαίσια SO οι στύλοι όλων των ορόφων έχουν σταθερή διατομή 35/35. Στα πλαίσια SR όλοι οι στύλοι έχουν διατομή 50/50 πλην του στύλου του 4ου ορόφου ο οποίος έχει διατομή 35/35 (Διάγραμμα ποτών αδρανασίας 1:4,17). Στα πλαίσια ST όλοι οι στύλοι είναι 50/50 πλην του κορυφίου που είναι 35/35.

Στα πλαίσια SB όλοι οι στύλοι είναι 25/25 πλην του στύλου κορυφίου που είναι 35/35.

Σε κάθε τύπο παισιού εξετάστηκαν 6 υποπεριπτώσεις: SO1 ÷ SO6, SR1 ÷ SR6 κ.τ.λ.

Στην κάθε υποπερίπτωση αντιστοιχεί μια διατομή για τις δοκούς σταθερή σ'όλους τους ορόφους. Έτσι οι 6 υποπεριπτώσεις αφορούν τις εξής διατομές δοκών, για όλους τους τύπους παισιών:

Υποπερίπτωση 1:	Δοκός 20/80 (ή 120/50)
2:	" 20/60 (ή 100/35)
3:	" 20/50 (ή 90/30)
4:	" 20/40 (ή 80/25)
5:	" 20/30 (ή 70/20)
6:	" 20/20 (ή 60/14)

Για κάθε υποστέλωμα όλων των ορόφων, υποπεριπτώσεων και τύπων παισιών υπολογίστηκε ο συντελεστής α κατά K. Muto που χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό της ακαμψίας

Γ^ο Στα πλαίσια SW όλοι οι στύλοι έχουν διατομή 25/25 πλην του στύλου 4ου ορόφου ο οποίος έχει διατομή 35/35 (Διάγραμμα ποτών αδρανασίας 1:3.78).

Αποτελέσματα:

Των στύλων λαβαίνοντας υπόψη την ελαστική πράκτωση στις δοκούς κεντρικής και ποδός. Για τα γεωμετρικά στοιχεία των παισιών και τις τιμές του α (κατά K. Muto), βλέπε Φύλλα 6 και 7.

Στα Φύλλα 8 έως 17 δίνονται οι ακαμψίες που υπολογίστηκαν για κάθε στύλο, για τις διάφορες μοναδιαίες φορτίσεις F_3 ως F_{33} , και για κάθε υποπερίπτωση κάθε τύπου παισιού. Δίνεται επίσης ο λόγος της ακαμψίας του κάθε στύλου όπως προέκυψε απ'την παισιονική ανάλυση ως προς την ακαμψία ενός πλήρως αμφίτακτου στύλου. Για το σκοπό αυτό αναλύθηκαν συνολικά 84 περιπτώσεις

Συμπέρασμα: Η σύγκριση των τιμών α , κατά Muto, προς τους λόγους D/D_0 απ'την ανάλυση των παισιών αποδεικνύει ότι η χρησιμοποίηση των συντελεστών α παρέχει ακρίβεια αποτελεσμάτων (ως προς την κατανομή των οριζοντίων φορτίων σε παισιονικές κατασκευές και τον υπολογισμό των οριζοντίων παραμορφώσεων) απολύτως ικανοποιητική, τουλάχιστον σε κτίρια με όχι πολύ μεγάλο αριθμό ορόφων. Σε πολυώροφα κτίρια το έργο των αξονικών δυνάμεων επηρεάζει το μέγεθος των οριζοντίων παραμορφώσεων.

Για μεγαλύτερη ενοπτεία κατασκευάστηκε στο Φύλλο 18 διάγραμμα στο οποίο φαίνεται η απόκλιση των τιμών D/D_0 (και η διακύμανσή τους στις διάφορες στάθμες) απ'την τιμή α συναρτήσει της "παραμέτρου ελαστικής πράκτωσης" \bar{k} . Απ'το διάγραμμα αυτό φαίνεται ότι για $\bar{k} > 0.5$ η απόκλιση μεταξύ α και D/D_0 είναι μικρότερη από 10%. Από το ίδιο διάγραμμα φαίνεται ακόμα ότι η ακαμψία του στύλου πέφτει κάτω απ'το 25% της ακαμψίας του αμφίτακτου, που μέχρι τώρα συνηθίζονταν να θεωρείται κάτω όριο, όταν $\bar{k} < 0.65$.

ΠΑΒΔΟΣ	S01			S02			S03			S04			S05			S06		
	I	b/d	a	I	b/d	a	I	b/d	a	I	b/d	a	I	b/d	a	I	b/d	a
1	.00125	35/35	.88	.00125	35/35	.76	.00125	35/35	.67	.00125	35/35	.55	.00125	35/35	.41	.00125	35/35	.30
2	.00125	35/35	.84	.00125	35/35	.68	.00125	35/35	.55	.00125	35/35	.39	.00125	35/35	.21	.00125	35/35	.074
3	.00125	35/35	.84	.00125	35/35	.68	.00125	35/35	.55	.00125	35/35	.39	.00125	35/35	.21	.00125	35/35	.074
4	.00125	35/35	.84	.00125	35/35	.68	.00125	35/35	.55	.00125	35/35	.39	.00125	35/35	.21	.00125	35/35	.074
5	.00125	35/35	.84	.00125	35/35	.68	.00125	35/35	.55	.00125	35/35	.39	.00125	35/35	.21	.00125	35/35	.074
6	.00125	35/35	.84	.00125	35/35	.68	.00125	35/35	.55	.00125	35/35	.39	.00125	35/35	.21	.00125	35/35	.074
7 - 18	.00853	20/80 120/50		.00360	20/60 100/35		.00208	20/50 90/30		.00107	20/40 80/25		.00045	20/30 70/20		.000135	20/20 60/14	

6. $\Phi \gamma \Lambda \Lambda O$

ΠΑΒΔΟΣ	SR1			SR2			SR3			SR4			SR5			SR6		
	I	b/d	a	I	b/d	a	I	b/d	a	I	b/d	a	I	b/d	a	I	b/d	a
1	.00521	50/50	.67	.00521	50/50	.51	.00521	50/50	.42	.00521	50/50	.35	.00521	50/50	.30	.00521	50/50	.26
2	.00521	50/50	.56	.00521	50/50	.34	.00521	50/50	.23	.00521	50/50	.13	.00521	50/50	.06	.00521	50/50	.02
3	.00521	50/50	.56	.00521	50/50	.34	.00521	50/50	.23	.00521	50/50	.13	.00521	50/50	.06	.00521	50/50	.02
4	.00125	35/35	.84	.00125	35/35	.68	.00125	35/35	.55	.00125	35/35	.39	.00125	35/35	.21	.00125	35/35	.074
5	.00521	50/50	.56	.00521	50/50	.34	.00521	50/50	.23	.00521	50/50	.13	.00521	50/50	.06	.00521	50/50	.02
6	.00521	50/50	.56	.00521	50/50	.34	.00521	50/50	.23	.00521	50/50	.13	.00521	50/50	.06	.00521	50/50	.02
7 - 18	.00853	20/80 120/50		.00360	20/60 100/35		.00208	20/50 90/30		.00107	20/40 80/25		.00045	20/30 70/20		.000135	20/20 60/14	

ΠΑΒΛΟΣ	SW 1			SW 2			SW 3			SW 4			SW 5			SW 6		
	I	b/d	a	I	b/d	a	I	b/d	a	I	b/d	a	I	b/d	a	I	b/d	a
1	.00032	25/25	.96	.00032	25/25	.92	.00032	25/25	.87	.00032	25/25	.79	.00032	25/25	.63	.00032	25/25	.43
2	.00032	25/25	.95	.00032	25/25	.89	.00032	25/25	.83	.00032	25/25	.71	.00032	25/25	.51	.00032	25/25	.24
3	.00032	25/25	.95	.00032	25/25	.89	.00032	25/25	.83	.00032	25/25	.71	.00032	25/25	.51	.00032	25/25	.24
4	.00125	35/35	.84	.00125	35/35	.68	.00125	35/35	.55	.00125	35/35	.39	.00125	35/35	.21	.00125	35/35	.074
5	.00032	25/25	.95	.00032	25/25	.89	.00032	25/25	.83	.00032	25/25	.71	.00032	25/25	.51	.00032	25/25	.24
6	.00032	25/25	.95	.00032	25/25	.89	.00032	25/25	.83	.00032	25/25	.71	.00032	25/25	.51	.00032	25/25	.24
7 - 18	.00053	20/180 120/50		.00360	20/60 100/35		.00208	20/50 90/30		.00107	20/40 80/25		.00045	20/30 70/20		.000135	20/20 60/14	

ΠΑΒΛΟΣ	ST1			ST2			ST3			ST4			ST5			ST6		
	I	b/d	a	I	b/d	a	I	b/d	a	I	b/d	a	I	b/d	a	I	b/d	a
1	.00521	50/50	.67	.00521	50/50	.51	.00521	50/50	.42	.00521	50/50	.35	.00521	50/50	.30	.00521	50/50	.26
2	.00521	50/50	.56	.00521	50/50	.34	.00521	50/50	.23	.00521	50/50	.13	.00521	50/50	.06	.00521	50/50	.02
3	.00521	50/50	.56	.00521	50/50	.34	.00521	50/50	.23	.00521	50/50	.13	.00521	50/50	.06	.00521	50/50	.02
4	.00521	50/50	.56	.00521	50/50	.34	.00521	50/50	.23	.00521	50/50	.13	.00521	50/50	.06	.00521	50/50	.02
5	.00521	50/50	.56	.00521	50/50	.34	.00521	50/50	.23	.00521	50/50	.13	.00521	50/50	.06	.00521	50/50	.02
6	.00125	35/35	.84	.00125	35/35	.68	.00125	35/35	.55	.00125	35/35	.39	.00125	35/35	.21	.00125	35/35	.074
7 - 18	.00853	20/80 120 ⁴ /50		.00360	20/60 100 ⁴ /35		.00208	20/50 90 ⁴ /30		.00107	20/40 80 ⁴ /25		.00045	20/30 70 ⁴ /20		.000135	20/20 60 ⁴ /14	

ΠΑΒΔΟΣ	S B 1			S B 2			S B 3			S B 4			S B 5			S B 6		
	I	b/d	a	I	b/d	a	I	b/d	a	I	b/d	a	I	b/d	a	I	b/d	a
1	.00032	25/25	.96	.00032	25/25	.92	.00032	25/25	.87	.00032	25/25	.79	.00032	25/25	.63	.00032	25/25	.43
2	.00032	25/25	.95	.00032	25/25	.89	.00032	25/25	.83	.00032	25/25	.71	.00032	25/25	.51	.00032	25/25	.24
3	.00032	25/25	.95	.00032	25/25	.89	.00032	25/25	.83	.00032	25/25	.71	.00032	25/25	.51	.00032	25/25	.24
4	.00032	25/25	.95	.00032	25/25	.89	.00032	25/25	.83	.00032	25/25	.71	.00032	25/25	.51	.00032	25/25	.24
5	.00032	25/25	.95	.00032	25/25	.89	.00032	25/25	.83	.00032	25/25	.71	.00032	25/25	.51	.00032	25/25	.24
6	.00125	35/35	.84	.00125	35/35	.68	.00125	35/35	.55	.00125	35/35	.39	.00125	35/35	.21	.00125	35/35	.074
7 - 18	.00853	20/80 120/50		.00360	20/60 100/85		.00208	20/50 90/30		.00107	20/40 82/25		.00045	20/30 70/20		.000125	20/20 60/14	

[illegible]

7 ΦΥΛΛΟ

[illegible]

501

[illegible]

Soz

[illegible]

503

[illegible]

So4

[illegible]

505

[illegible]

506

[illegible]

SR1

[illegible]

SR2

F ₃₃	F ₂₇		F ₂₁		F ₁₅		F ₉		F ₃	
	D	D/D ₀	D	D/D ₀	D	D/D ₀	D	D/D ₀	D	D/D ₀
1	2452	.42	2452	.42	2453	.42	—	—	—	—
2	1457	.25	1458	.25	1460	.25	—	—	—	—
3	1356	.23	1359	.23	1374	.24	—	—	—	—
4	275	.56	291	.57	890	.64	—	—	—	—
5	1383	.24	1337	.30	—	—	—	—	—	—
6	1639	.28	—	—	—	—	—	—	—	—

SR3

[illegible]

SR4

Padebos	F ₂₀		F ₂₇		F ₂₁		F ₁₅		F ₉		F ₃	
	D	D/D ₀	D	D/D ₀	D	D/D ₀	D	D/D ₀	D	D/D ₀	D	D/D ₀
1	1071	.18	1077	.18	1090	.19	—	—	—	—	—	—
2	497	.086	504	.087	513	.089	—	—	—	—	—	—
3	409	.071	417	.072	437	.075	—	—	—	—	—	—
4	318	.23	349	.25	435	.31	—	—	—	—	—	—
5	391	.067	573	.093	—	—	—	—	—	—	—	—
6	441	.076	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

SR5

[illegible]

SR6

[illegible]

SM

[illegible]

Sw4

[illegible]

Sw2

[illegible]

SMS

[illegible]

5W3

[illegible]

SW

[illegible][illegible][illegible][illegible][illegible]

	F ₃₃	F ₂₇	F ₂₁	F ₁₅	F ₉	F ₃
D	D/D ₀	D	D/D ₀	D	D/D ₀	D
Pa6Bos						
1	.550 .095					
2	.225 .039					
3	.166 .029					
4	.146 .025					
5	.139 .024					
6	.140 .100					

Pábetos	F ₃₃	F ₂₇	F ₂₁	F ₁₅	F ₉	F ₃
	D D/D ₀	D D/D ₀	D D/D ₀	D D/D ₀	D D/D ₀	D D/D ₀
1	347 .96					
2	339 .94					
3	339 .94					
4	339 .94					
5	339 .94					
6	1211 .87					

SBI

[illegible]

SB4

[illegible]

582

[illegible]

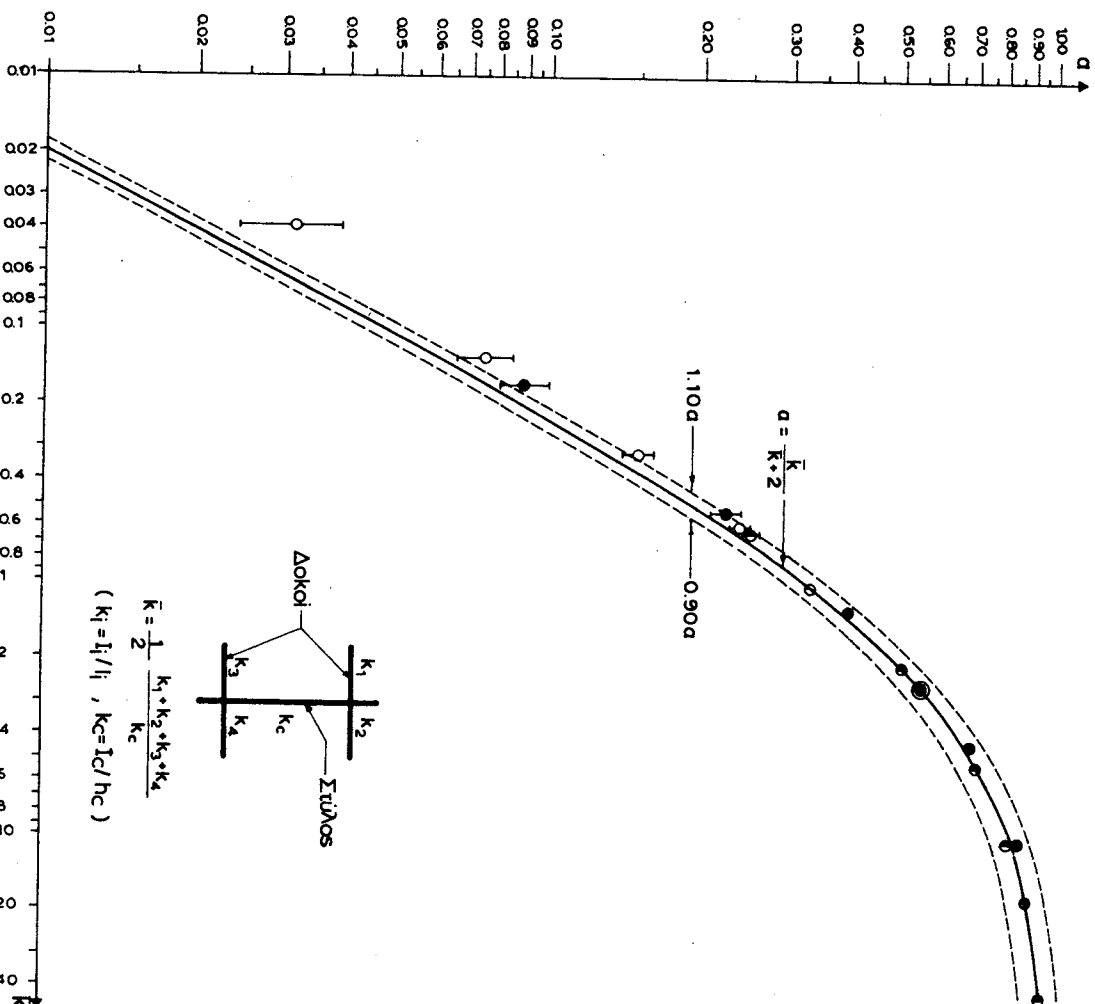
SBS

[illegible]

SB3

[illegible]

SB6



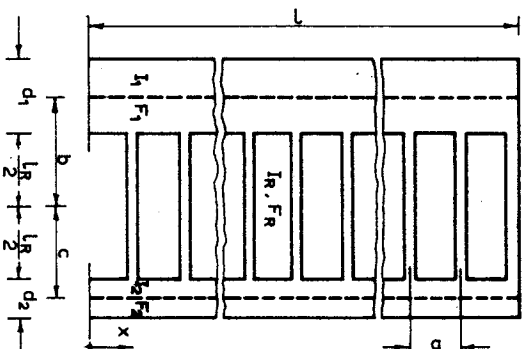
Υποστήλωμα:

25/25 (Πλάγια S_w, S_b)

Διακυμαίνον τιμών ακαμψίας στύλου στους μεσοδious ορόφους:

35/35 (Πλάγια S_o, S_r, S_w)

55/55 (Πλάγια S_r, S_t)



$$\bar{A} = \frac{A \cdot C}{B}$$

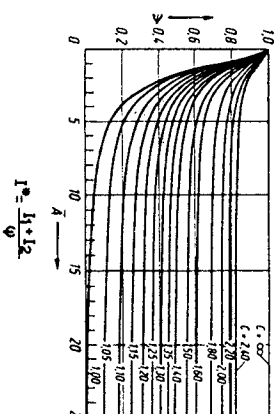
$$C^2 = 1 + \frac{h + I_2}{(b + c)^2} \left(\frac{1}{I_1} + \frac{1}{I_2} \right)$$

$$B^2 = 1 + \frac{14.4}{I_R^2 (1 + \eta)} \frac{E I_R}{G F_R}$$

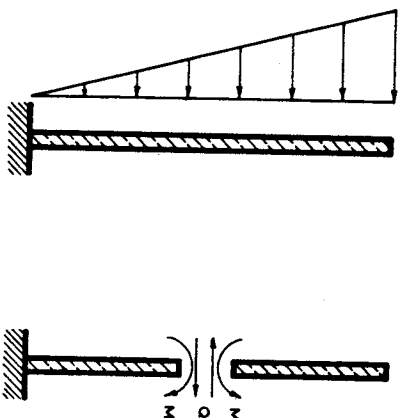
$$A^2 = \frac{12(b + c)^2 \cdot l^2}{\alpha I_R^2 (1 + \eta)} \cdot \frac{I_R}{I_1 + I_2}$$

$$\eta = 12 \left(\frac{A}{I_R} \right)^2 \frac{\alpha b}{I_R^2} \left[\frac{(b + \Delta)^2}{I_1} + \frac{(c + \Delta)^2}{I_2} \right]$$

$$\Delta = \frac{c \cdot I_1 - b \cdot I_2}{I_1 + I_2 + 12 \frac{I_R}{\alpha} \frac{I_1 I_2}{I_R}}$$

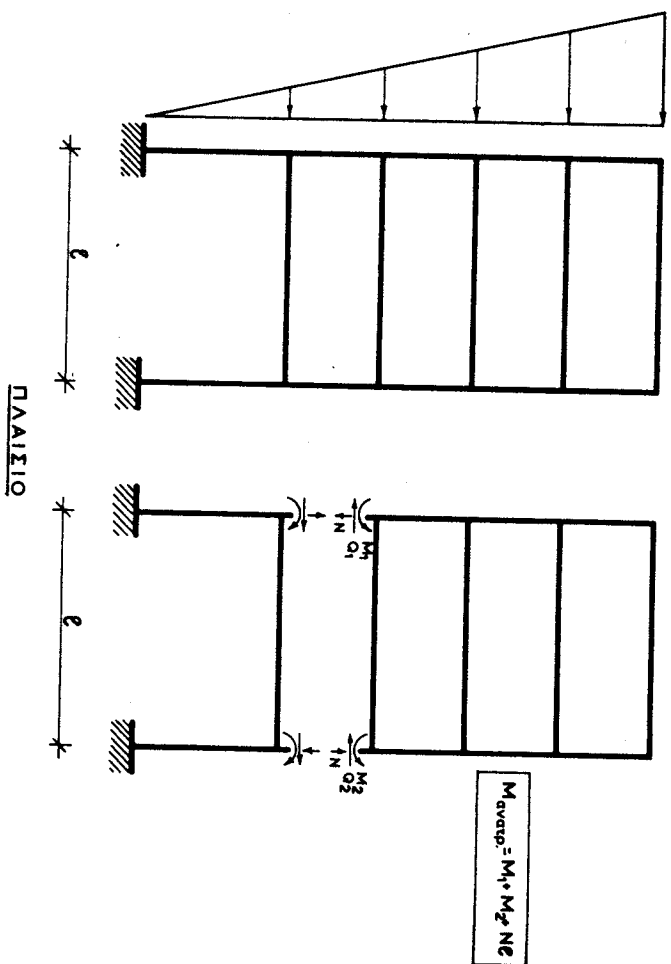


ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΑΚΑΜΩΙΑ ΙΣΥΖΕΥΜΕΝΟΥ ΤΟΙΧΩΜΑΤΟΣ
(ΓΙΑ ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΦΟΡΤΙΑ)
(Betom- und Stahlbetonbau 1977, H.3, sex. 53)

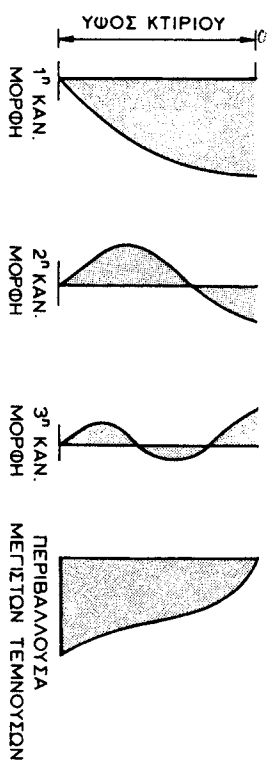


$$M_{\text{αντιστ.}} = M$$

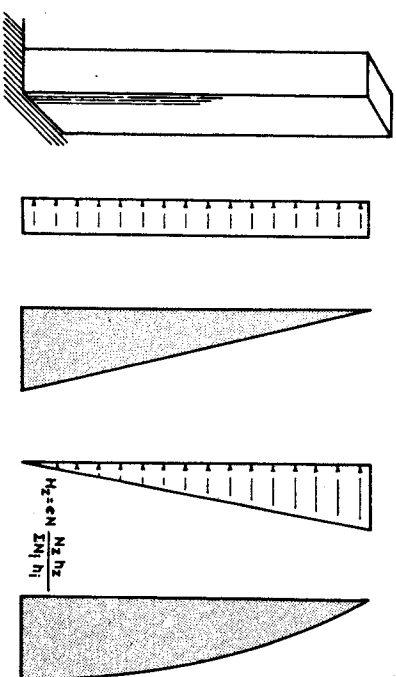
ΤΟΙΧΩΜΑ - ΠΡΟΒΟΛΟΣ



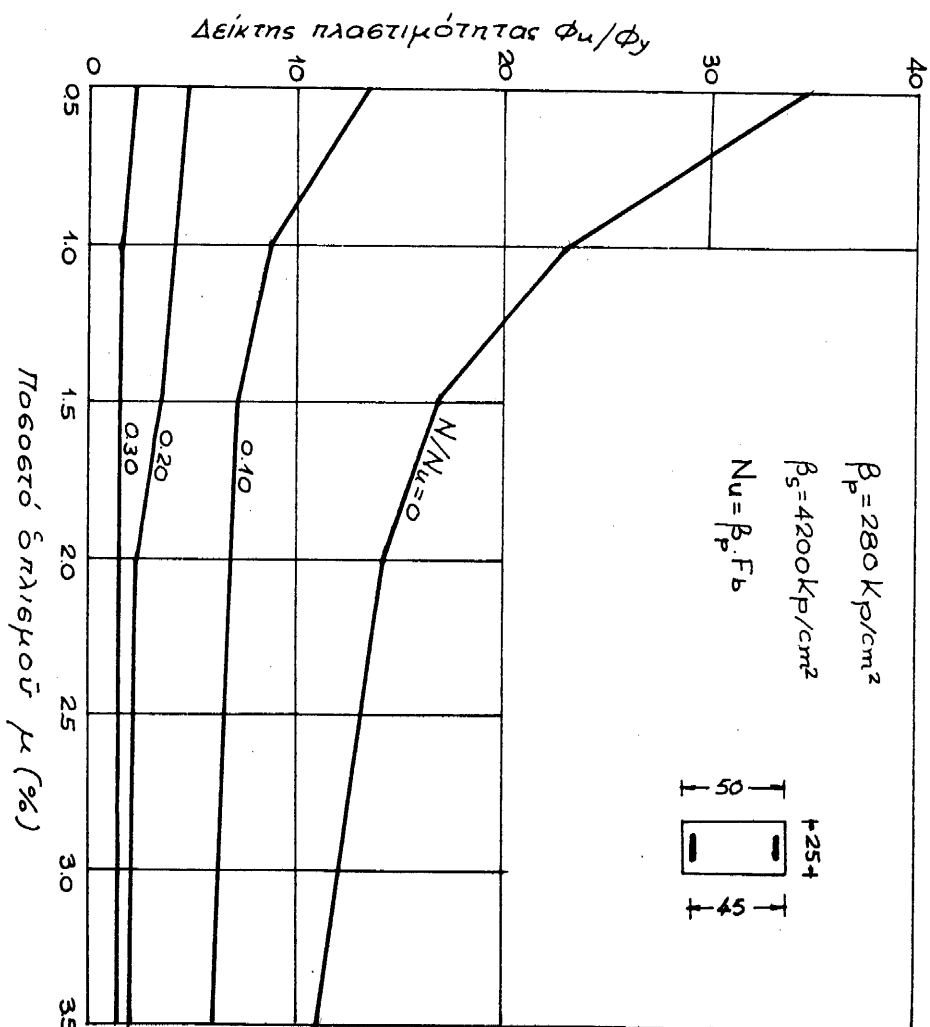
ΠΛΑΙΣΙΟ



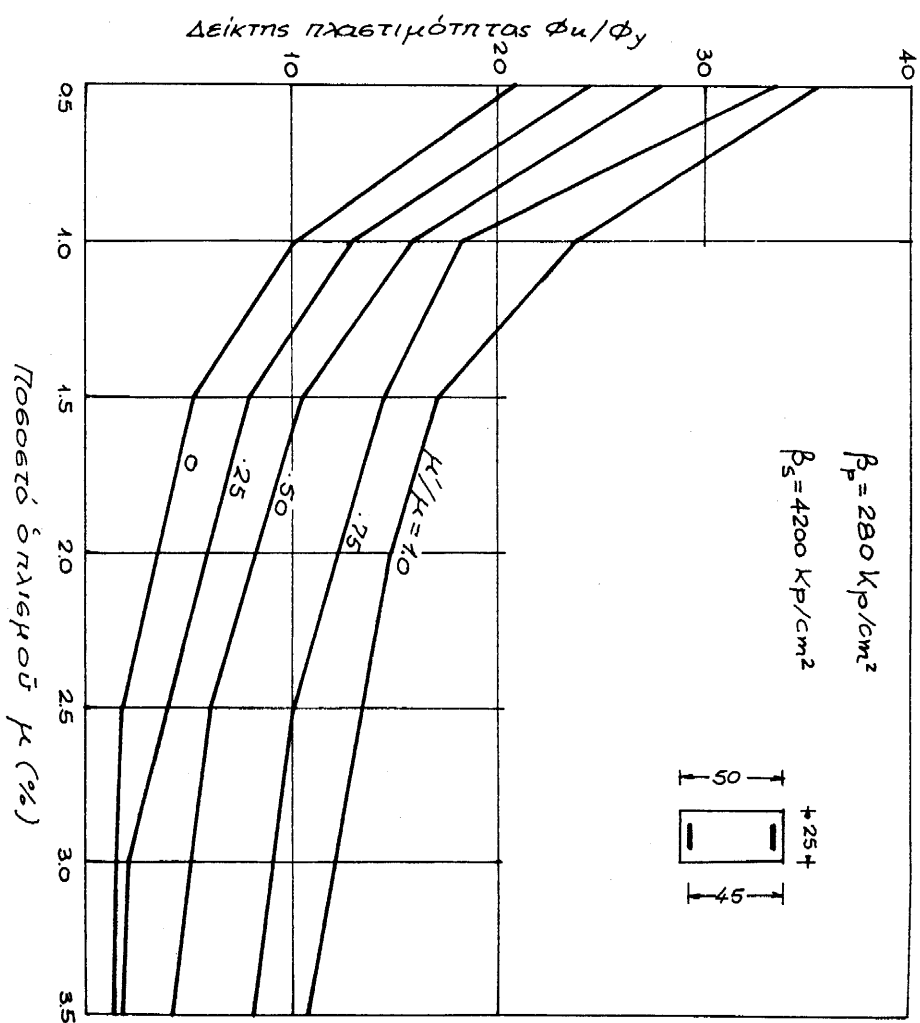
ΤΕΛΕΙΟΣ ΑΚΑΜΗΤΟ ΠΛΑΙΣΙΟ ΔΙΑΤΑΣΕΙΣ ΝΕΕΣ ΔΙΑΤΑΣΕΙΣ



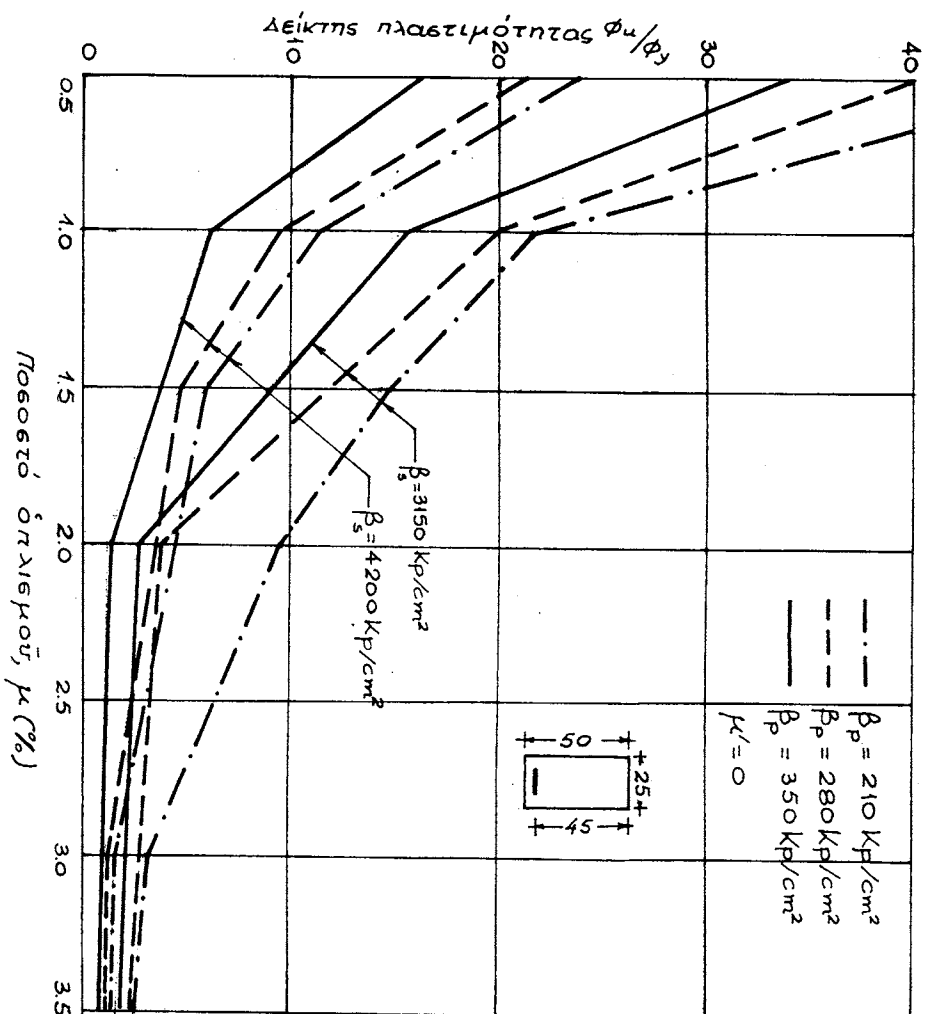
ΚΤΙΠΙΟ ΦΟΡΤΙΑ ΤΕΜΝΟΥΣΙΕΙ ΦΟΡΤΙΑ ΤΕΜΝΟΥΣΙΕΙ ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΙ ΤΕΜΝΟΥΣΙΕΙ ΓΙΑ ΚΤΙΠΙΟ ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗΣ ΚΑΤΩΦΛΗ ΚΑΙ ΣΤΑΘΕΡΟΥ ΥΨΟΥΣ ΟΡΟΦΟΥ.



Έντροπ της αξονικής θάψης
 στο δείκτη πλαστικότητας της διατομής.
 (Handbook of Concrete Engineering, σελ. 399)



Έντροπ του θαβόμενου όπλισμού
 στο δείκτη πλαστικότητας της διατομής.
 (Handbook of Concrete Engineering, σελ. 398)



Έπιρροή τῆς ἀντοχῆς τοῦ ἐκυροδέματος, β_p ,
 τοῦ ὅριου διαρροῆς τοῦ χάλυβα, β_s καί
 τοῦ ποσοτοῦ ὀγκισμοῦ, μ

ἐπὶ δείκτη πλαστικότητας τῆς διατομῆς.
 (Handbook of Concrete Engineering, σελ. 397)