

Χρήση σκυροδεμάτων υψηλής επιτελεστικότητας σε σειсмоγενείς περιοχές

Δ. Κωνσταντινίδης

Δρ. Πολιτικός Μηχανικός. Εγνατία Οδός Α.Ε.

Α. Ι. Κάππος

Καθηγητής Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών Α.Π.Θ.

Λέξεις κλειδιά: Σκυρόδεμα υψηλής επιτελεστικότητας, αντισεισμικός σχεδιασμός κτιρίων, Ευρωκώδικας 8

ΠΕΡΙΛΗΨΗ: Με την παρούσα έρευνα γίνεται προσπάθεια αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος (Ο/Σ) από υψηλής αντοχής υλικά μέσω της παραμετρικής ανάλυσης 22 κτιρίων, χρησιμοποιώντας τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Η αντοχή του σκυροδέματος των κτιρίων που σχεδιάστηκαν κυμαίνεται από 50 MPa έως 90 MPa, ενώ η ποιότητα του οπλισμού είναι 500 MPa, 800MPa και 1200 MPa. Ανάμεσα στους συνδυασμούς υλικών που εξετάστηκαν, υπήρξαν δύο με διαφορετική αντοχή σκυροδέματος στις δοκούς και στα υποστυλώματα και με διαφορετικούς συνδυασμούς οπλισμού. Ο σχεδιασμός των κτιρίων έγινε για μέγιστη επιτάχυνση εδάφους 0.25g σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 2 και 8 και για δύο κατηγορίες πλαστιμότητας 'Μέτριας' και 'Υψηλής'. Η αποτίμηση της συμπεριφοράς των κτιρίων που σχεδιάστηκαν έγινε με τη βοήθεια της ανελαστικής στατικής και της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης. Η συμπεριφορά των κτιρίων τόσο υπό την σεισμική ένταση σχεδιασμού, όσο και υπό το διπλάσιό της (0.50g), ήταν ενγένει πολύ ικανοποιητική.

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Τα σκυροδέματα υψηλής επιτελεστικότητας (ΣΥΕ), σύμφωνα με την ελληνική και διεθνή πρακτική, τις περισσότερες φορές βρίσκουν εφαρμογή σε κατασκευές ιδιαίτερων απαιτήσεων. Η μεγαλύτερη, κατά το δυνατό, επίτευξη οικονομικότητας στις κατασκευές, σε συνδυασμό με την παροχή υψηλότερων δεικτών ασφαλείας, ποιότητας, λειτουργικότητας και ανθεκτικότητας σε διάρκεια απετέλεσαν τους κυριότερους λόγους για την αυξανόμενη χρήση τους στις σύγχρονες κοινωνίες. Δεν είναι όμως μόνο οι εξαιρετικές μηχανικές ιδιότητες των ΣΥΕ που οδήγησαν τη διεθνή, κυρίως, πρακτική στην εφαρμογή τους, αλλά και οι διαμορφωμένες κοινωνικές συνθήκες, όπως η αύξηση του κόστους χρήσης γης με συνακόλουθο την καθ' ύψος επέκταση των κτιρίων. Μέσα σ' αυτό το περιβάλλον θα πρέπει να προστεθεί και η αναζήτηση ανταγωνιστικού πλεονεκτήματος κυρίως μεγάλων εταιρειών δια μέσω κατασκευής τεχνικών έργων-συμβόλων που να αντικατοπτρίζουν την κουλτούρα και τη φιλοσοφία που τις διέπουν (π.χ. οι Δίδυμοι Πύργοι Petronas στη Μαλαισία).

Η αλματώδης πρόοδος της τεχνολογίας του σκυροδέματος καθιστά τον ορισμό των ΣΥΕ έναν κινούμενο στόχο. Ενδεικτικό της δυσκολίας υιοθέτησης ενός δόκιμου ορισμού είναι η απόφαση της σχετικής επιτροπής του American Concrete Institute (ACI) για επανεξέταση του ορισμού κάθε τρία χρόνια, ώστε να αντικατοπτρίζεται κάθε φορά η αποκτηθείσα τεχνολογία και τεχνογνωσία. Ο ορισμός του ACI που υιοθετήθηκε από το 1998 (Russell 1999) και επαναβεβαιώθηκε το 2001 (Hoff 2002) είναι: *Σκυρόδεμα Υψηλής Επιτελεστικότητας είναι το σκυρόδεμα που εκπληροί ειδικές απαιτήσεις συνδυασμού βελτιωμένων και ομοιόμορφων ιδιοτήτων που δεν είναι δυνατόν να επιτευχθούν με τις συνήθεις πρακτικές όσον αφορά τη σύνθεση, ανάμιξη, σκυροδέτηση και συντήρηση.* Καθ' όμοιο περίπου περιγραφικό τρόπο η Ομάδα Εργασίας της CEB/FIP για τα

ΣΥΕ/ΣΥΑ, (1994), ορίζει: *Σκυροδέματα Υψηλής Επιτελεστικότητας είναι όλα τα σκυροδέματα με θλιπτική αντοχή πέραν των υφιστάμενων ορίων που υπάρχουν στους εθνικούς κανονισμούς, περίπου 60 MPa και μέχρι 130 MPa το οποίο είναι και το πρακτικά άνω όριο παραγωγής σκυροδέματος με συνήθη αδρανή υλικά.* Λόγω της ευκολίας που προσδίδει η κατηγοριοποίηση των σκυροδεμάτων βάσει της θλιπτικής αντοχής, η τελευταία είναι και το υιοθετούμενο κριτήριο για την διακριτοποίηση των ΣΥΕ στην παρούσα εργασία. Έτσι σκυροδέματα με αντοχή σε θλίψη υψηλότερη από 50 MPa, υψηλή εργασιμότητα και υψηλή διάρκεια στον χρόνο, θεωρούνται ΣΥΕ.

Παρ' όλη τη δυσκολία ορισμού των ΣΥΕ είναι σαφής η τάση ενσωμάτωσής τους στις διατάξεις των διεθνών κανονισμών, συμπεριλαμβανομένου και του υπό αναθεώρηση Ευρωκώδικα 2 (CEN 2002). Είναι αξιοπρόσεκτο ότι απ' όλους τους διεθνείς αντισεισμικούς κανονισμούς (ισχύοντες), ο πρώτος που ενσωμάτωσε διατάξεις για ΣΥΕ είναι ο Νεοζηλανδικός (NZS 3101, 1995). Στον Πίνακα 1 παρουσιάζονται συνοπτικά οι κυριότεροι κανονισμοί δίνοντας τη μέγιστη επιτρεπόμενη θλιπτική αντοχή και σχόλια ως προς τις περαιτέρω αναθεωρήσεις.

Πίνακας 1. Περίληψη Κανονισμών

Κανονισμός	Έτος Έκδοσης	Χώρα	Μέγ. Επιτρεπ. Θλιπτική Αντοχή f_c (MPa)
EΚΩΣ	2000	Ελλάδα	60 (κυβική) / 50 (κυλινδρική)
EC 2	1992	Ευρώπη	60 (κυβική) / 50 (κυλινδρική) Στην αναθεώρηση [EC 2 (2002)] προτείνεται 90/105
CEB/FIP	1991	Διεθνής	80 (κυλινδρική)
DIN 1045	2001	Γερμανία	115 (κυβική) / 100 (κυλινδρική)
ACI 318	2002	Η.Π.Α	Δεν καθορίζεται. Περιορισμός f_c μέχρι 70 MPa σε συγκεκριμένες διατάξεις που διέπουν την συνάφεια.
NZS 3101	1995	Νέα Ζηλανδία	100 (κυλινδρική)*
AS 3600	2001	Αυστραλία	65 (κυλινδρική)
BS 8110	1997	Ηνωμένο Βασίλειο	60 (κυβική) / 50 (κυλινδρική)
NS 3473	1992	Νορβηγία	105 (κυβική) / 94 (κυλινδρική)

*Για στοιχεία με απαιτήσεις αντισεισμικότητας επιτρέπεται μέχρι 70 MPa.

Όπως συνοψίζεται στις εκθέσεις του ACI και της Ομάδας Εργασίας της CEB/FIP για τα ΣΥΕ/ΣΥΑ (Σκυροδέματα Υψηλής Αντοχής), (1994) τα ΣΥΕ έχουν χρησιμοποιηθεί σε όλο το φάσμα των κατασκευών. Παρ' όλη τη διαδεδομένη χρήση τους σε μη σεισμογενείς περιοχές, η εφαρμογή τους σε σεισμογενείς περιοχές υστέρησε σημαντικά, γεγονός που αποδίδεται κυρίως στις επιφυλάξεις για τη μειωμένη πλαστιμότητά τους υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση, αλλά και λόγω της περιορισμένης πληροφόρησης, απόρροια της μικρής έως τότε έρευνας. Στον Ελλαδικό χώρο η πιο χαρακτηριστική εφαρμογή τους είναι στην Γέφυρα Ρίου – Αντιρρίου όπου χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα θλιπτικής αντοχής μέχρι και 70 MPa. Παρακάτω παρουσιάζονται επιγραμματικά μερικά από τα πλεονεκτήματα για τα οποία θα έβλεπε κάποιος την χρήση των ΣΥΕ σκόπιμη έναντι των κοινών σκυροδεμάτων, αλλά και τα μειονεκτήματα τα οποία θα πρέπει να γνωρίζει και να αντιμετωπίζει.

Πλεονεκτήματα

- Υψηλότερη αντοχή ανηγμένη στο κόστος
- Υψηλότερη αντοχή ανηγμένη στο βάρος
- Υψηλότερη δυσκαμψία ανηγμένη στο κόστος
- Υψηλότερο μέτρο ελαστικότητας
- Χαμηλότερος ερπυσμός
- Μικρότερη διαπερατότητα
- Μεγαλύτερη αντοχή στο χρόνο
- Μεγαλύτερη ανθεκτικότητα σε φυσική και χημική φθορά

- Ανάπτυξη αντοχής σε συντομότερο χρόνο
- Μείωση του χρόνου κατασκευής του τεχνικού έργου
- Αισθητικές λύσεις
- Οικονομία στην κατασκευή
- Μεγαλύτερα ανοίγματα και εκμεταλλεύσιμος χώρος
- Μείωση των διαστάσεων των κατακόρυφων στοιχείων
- Μείωση του ύψους των διατομών
- Μείωση των μόνιμων φορτίων
- Μείωση της απαιτούμενης ποσότητας ξυλοτύπου
- Μείωση του μήκους αγκύρωσης των οπλισμών
- Μείωση κόστους συντήρησης λόγω φυσικής φθοράς
- Έμμεση εξασφάλιση της φιλοσοφίας σχεδιασμού ‘ισχυρών υποστυλωμάτων – ασθενών δοκών’
- Μείωση των σεισμικών δυνάμεων που εφαρμόζονται στην κατασκευή (\leftrightarrow μείωση μάζας)

Μειονεκτήματα

- Ψαθυρή συμπεριφορά (απερίσφικτου)
- Απαιτήση για μεγαλύτερη περίσφιξη
- Δεν προδιαγράφεται από κανονισμούς (αλλάζει σταδιακά η κατάσταση)
- Αυστηρότερες απαιτήσεις διασφάλισης ποιότητας τόσο στην παραγωγή όσο και στην κατασκευή
- Μεγαλύτερο κόστος ανηγμένο στον όγκο
- Μειωμένη εργασιμότητα (\leftrightarrow χρήση superplasticizers)
- Μεγαλύτερο διάστημα των 28 ημερών για την ανάπτυξη της πλήρους αντοχής
- Μεγαλύτερες απαιτήσεις συντήρησης μετά τη σκυροδέτηση
- Χρήση υψηλής διαρροής χάλυβα για την αποφυγή υπερβολικού οπλισμού στην διατομή
- Η δυσκαμψία δεν αυξάνει ανάλογα με την αντοχή
- Σχετικά άγνωστο στην Ελλάδα.

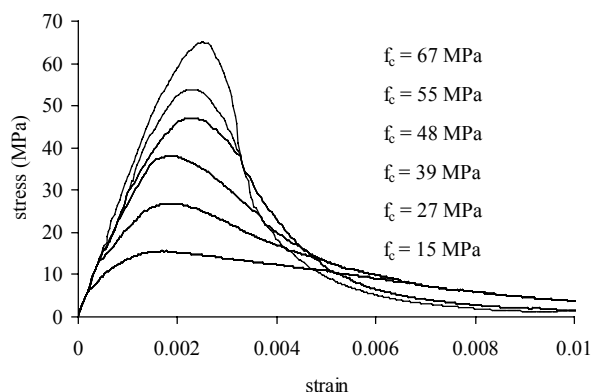
2 ΜΗΧΑΝΙΚΕΣ ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ

Πριν από την έναρξη οποιασδήποτε ανάλυσης είναι απαραίτητη η κατανόηση του μηχανισμού ανάπτυξης της αντοχής και παραμορφωσιμότητας του απερίσφικτου σκυροδέματος, ώστε να γίνουν κατανοητοί οι μηχανισμοί αστοχίας που διαφοροποιούν τα ΣΥΕ από τα κοινά σκυροδέματα. Αξίζει να σημειωθεί ότι στα πρώτα στάδια ερεύνης των ΣΥΕ έλλειπαν οι πειραματικές αποτιμήσεις σε δοκίμια μεγάλης κλίμακας, γιατί οι υφιστάμενες πειραματικές διατάξεις δεν κάλυπταν τα νέα όρια αντοχών.

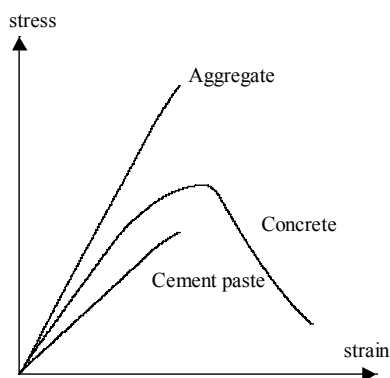
2.1 Συμπεριφορά απερίσφικτου σκυροδέματος

Στο σχήμα 1 παρουσιάζονται τα διαγράμματα τάσεων – (ανηγμένων) παραμορφώσεων σκυροδεμάτων διαφόρων κατηγοριών υπό μονοαξονική σύνθλιψη. Από τα διαγράμματα είναι έκδηλη η διαφοροποίηση που υφίσταται και στα τρία τμήματα της καμπύλης $\sigma - \epsilon$ με την αύξηση της αντοχής του σκυροδέματος. Ο ανιόν κλάδος των σκυροδεμάτων υψηλής αντοχής είναι χαρακτηριστικά πιο ευθύγραμμος και απότομος για μεγαλύτερο ποσοστό της μέγιστης αντοχής, γεγονός που αποδίδεται στη μειωμένη τους μικρορηγμάτωση (Carrasquillo et al. 1981), λόγω της μικρής διαφοράς στη δυσκαμψία τσιμεντοπολτού και αδρανών (Σχήματα 2-3). Έτσι το γραμμικό τμήμα του ανιόντα κλάδου επεκτείνεται έως το 85% της μέγιστης τάσης για τα υψηλής αντοχής σκυροδέματα, σε σύγκριση με το 70% για τα συνήθη σκυροδέματα. Ο μικρός αριθμός και το μικρό μήκος των ρηγματώσεων επηρεάζουν και το δεύτερο τμήμα της καμπύλης, το οποίο χαρακτηρίζεται από την απόκλιση του υλικού από τη ελαστική συμπεριφορά. Όπως φαίνεται και από το Σχήμα 1, η ταχύτητα απομείωσης του εφαπτομενικού μέτρου ελαστικότητας είναι

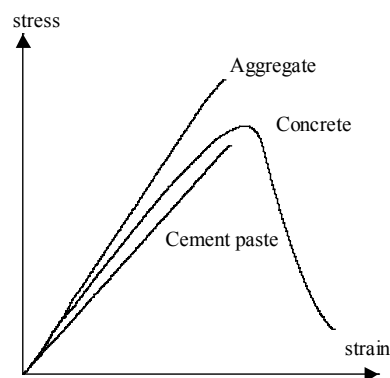
μεγαλύτερη για τα υψηλής αντοχής σκυροδέματα, ενώ η ανηγμένη παραμόρφωση, ϵ_{c1} , που αντιστοιχεί στη μέγιστη τάση f_c αυξάνει με την αύξηση της αντοχής του σκυροδέματος. Ο φθίνων κλάδος του διαγράμματος $\sigma - \epsilon$ του απερίσφικτου σκυροδέματος χαρακτηρίζεται από απότομη κλίση, λόγω της μικρής ανακατανομής τάσεων ανάμεσα στον τσιμεντοπολτό και τα αδρανή προκαλούμενη από τη μικρή διαφορά του μέτρου ελαστικότητας μεταξύ των δύο συστατικών υλικών (βλ. Σχήμα 3). Τελικώς, η αστοχία επέρχεται απότομα και με εκρηκτικό τρόπο καταδεικνύοντας την ψαθυρή φύση των υλικών υψηλής αντοχής, ενώ η επιφάνεια αστοχίας διέρχεται μέσω των αδρανών και του κονιάματος έχοντας μικρότερη τραχύτητα εν συγκρίσει με κοινά σκυροδέματα, των οποίων οι επιφάνειες αστοχίας διέρχονται από τη διεπιφάνεια αδρανών – κονιάματος.



Σχήμα 1. Διαγράμματα τάσεων – παραμορφώσεων απερίσφικτου σκυροδέματος υπό μονοαξονική σύνθλιψη (Penelis and Karpos 1997).



Σχήμα 2. Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων τριμεντοπολτού, αδρανών υλικών και σκυροδέματος συνήθους αντοχής.

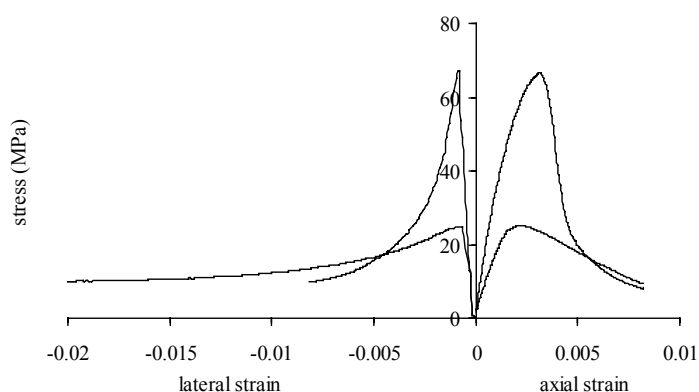


Σχήμα 3. Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων τριμεντοπολτού, αδρανών υλικών και σκυροδέματος υψηλής αντοχής.

2.2 Συμπεριφορά περισφιγμένου σκυροδέματος

Η έννοια της περίσφιξης και η συνεισφορά της στην αύξηση της αντοχής και της πλαστιμότητας του σκυροδέματος έχει επιβεβαιωθεί τόσο πειραματικά όσο και αναλυτικά και όλοι οι αντισεισμικοί κανονισμοί ενσωματώνουν διατάξεις για την τοποθέτηση οπλισμού περίσφιξης (CEN 1995). Στα σκυροδέματα υψηλής αντοχής, όμως, λόγω της μικρότερης εγκάρσιας διόγκωσης (βλ. Σχήμα 4) έχει διαπιστωθεί πειραματικά ότι η διαρροή του εγκάρσιου οπλισμού δεν επέρχεται ταυτόχρονα με την ανάπτυξη της μέγιστης τάσης του σκυροδέματος, παρά μόνο σε πολύ καλά

περισφιγμένα στοιχεία (Cusson και Paultre 1993, Bing et al. 1994). Έτσι τα ΣΥΕ απαιτούν πολύ καλή περίσφιξη με εφαρμογή κατάλληλων διατάξεων πολλαπλών συνδετήρων. Η εφαρμογή μονού συνδετήρα έχει αποδειχθεί πειραματικά ότι δεν βοηθάει στην ενίσχυση της πλαστιμότητας των ΣΥΕ (Cusson and Paultre 1993, Bing et al. 1994). Η αύξηση του ποσοστού του εγκάρσιου οπλισμού, όπως και στα κοινά σκυροδέματα, αυξάνει την αντοχή και την πλαστιμότητα του περισφιγμένου σκυροδέματος, αλλά σε μικρότερο βαθμό στην περίπτωση των ΣΥΕ, γεγονός που αποδίδεται στη μειωμένη εγκάρσια διόγκωση λόγω του μεγαλύτερου μέτρου ελαστικότητας, μικρότερου λόγου Poisson, και μειωμένη μικρορηγμάτωση (Cusson and Paultre 1993). Αύξηση επίσης των δυνάμεων περισφίξεως προκαλούμενη είτε με αύξηση του ορίου διαρροής του εγκάρσιου οπλισμού, είτε με μείωση της απόστασης των συνδετήρων, είτε με καλή κατανομή του διαμήκους οπλισμού οδηγεί όπως και στα κοινά σκυροδέματα σε αύξηση της αντοχής και της πλαστιμότητας. Η χρήση χάλυβα υψηλής διαρροής είναι πιθανόν και η μόνη διέξοδος για την αποφυγή πυκνών διατάξεων οπλισμού και των επακόλουθων προβλημάτων που επιφέρει αυτό στην κατασκευή. Η επιρροή της ταχύτητας επιβολής της φόρτισης παρόλο που πειραματικά δεν έχει εκτενώς διερευνηθεί για τα ΣΥΕ, φαίνεται να έχει ευμενή αποτελέσματα αναφορικά με την πλαστιμότητα (Bing et al. 1994), ενώ δεν προκαλεί αύξηση της αντοχής του σκυροδέματος, όπως στα κοινά σκυροδέματα, που δύναται να αιτιολογηθεί από την μη διαρροή του οπλισμού περίσφιξης τη χρονική στιγμή ανάπτυξης της μέγιστης τάσης του σκυροδέματος, όπως προαναφέρθηκε. Τέλος, η εκκεντρότητα της φόρτισης, περίπτωση τυπική στα υποστυλώματα, δεν επηρεάζει την αντοχή, αλλά βελτιώνει την πλαστιμότητα (Ibrahim and MacGregor 1996), εντούτοις σε μικρότερο βαθμό απ' ότι στα κοινά σκυροδέματα (Foster and Attard 1997).



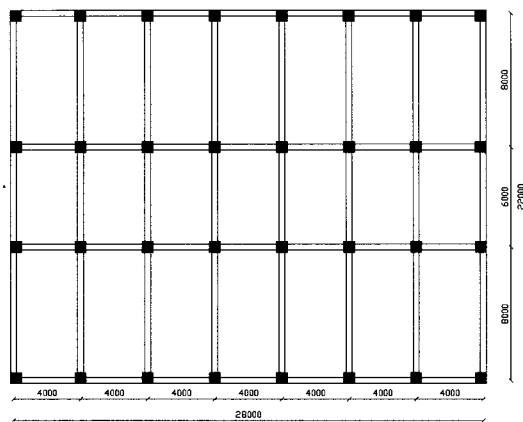
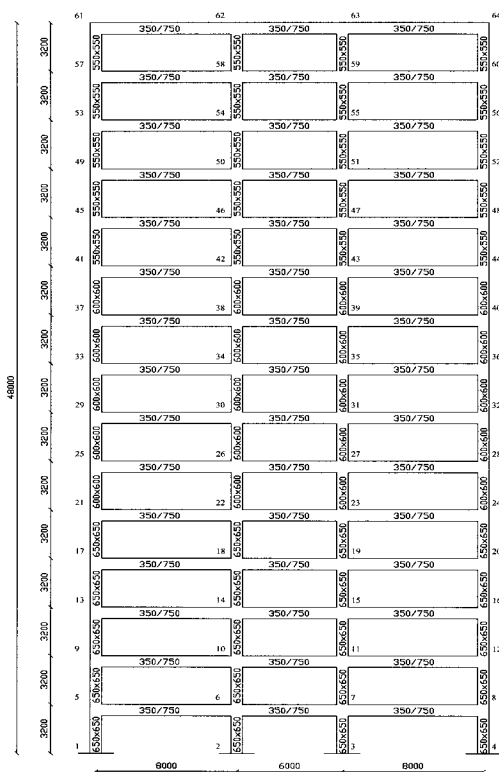
Σχήμα 4. Αξονική τάση – αξονική παραμόρφωση και εγκάρσια παραμόρφωση ΣΥΕ

3 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΙΡΙΩΝ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟΝ EC 2 ΚΑΙ EC 8

Προκειμένου να διερευνηθεί η χρήση ΣΥΕ στην κατασκευή ψηλών κτιρίων σε σειсмоγενείς περιοχές σχεδιάστηκαν 22 δεκαπενταώροφα κτίρια με βάση τις τελικές εκδόσεις (EN) του Ευρωκώδικα 2 (Απρίλιος 2002) και του Ευρωκώδικα 8 (Μάιος 2002). Σημειώνεται ότι τέτοια προσπάθεια γίνεται για πρώτη φορά, και ότι ο Ευρωκώδικας 8 δεν καλύπτει καταρχήν τα ΣΥΕ.

Η μορφή των κτιρίων που διαστασιολογήθηκαν δίνεται σε κάτοψη και τομή στο Σχήμα 5. Όλα τα κτίρια έχουν την ίδια γεωμετρία κατασκευής, διαφέρουν δε μεταξύ τους όσον αφορά τις ιδιότητες των υλικών και την κλάση πλαστιμότητας. Καθένα κτίριο σχεδιάστηκε για διαφορετικό συνδυασμό σκυροδέματος και χάλυβα και κλάση πλαστιμότητας (DC) Μέση (M) ή Υψηλή (H), όπως παρουσιάζεται στον Πίνακα 2. Επιλέχθηκαν τρεις κατηγορίες αντοχής σκυροδέματος: 50 MPa, 70 MPa, 90 MPa. Η επιρροή της κατηγορίας του χάλυβα ως κατακόρυφου, αλλά και ως εγκάρσιου οπλισμού εξετάστηκε για κάθε κατηγορία αντοχής σκυροδέματος λαμβάνοντας χάλυβα ορίου διαρροής 500 MPa, 800 MPa και 1200 MPa. Έτσι ο συμβολισμός $f_{c50}f_{y500}$ -M που δίνεται

στον Πίνακα 2 υποδηλώνει ότι το κτίριο σχεδιάστηκε για τη μέση κλάση πλαστιμότητας λαμβάνοντας αντοχή για το σκυρόδεμα 50 MPa και όριο διαρροής (f_{yk}) για τον κατακόρυφο και εγκάρσιο οπλισμό 500MPa.



Σχήμα 5. Γεωμετρία Κτιρίων

Επιπρόσθετα, σχεδιάστηκαν δύο κτίρια με διαφοροποιημένη αντοχή σκυροδέματος για τα υποστυλώματα και τις δοκούς. Στα κτίρια υπ' αριθμ' 10 και 21 του Πίνακα 2 η αντοχή του σκυροδέματος για τις δοκούς είναι 50 MPa και για τα υποστυλώματα 90 MPa. Το όριο διαρροής του χάλυβα και στις δύο περιπτώσεις ήταν 500 MPa (χάλυβας συνήθους αντοχής), εκ του οποίου προκύπτει και ο συμβολισμός NY (normal yield). Καθ' όμοιο τρόπο σχεδιάστηκαν και τα κτίρια υπ' αριθμ' 11 και 22, στα οποία όμως το όριο διαρροής του εγκάρσιου οπλισμού είναι 1200 MPa (High Yield), εκ του οποίου κι ο συμβολισμός HY. Δεδομένης της κανονικής γεωμετρίας του υπό εξέταση κτιρίου, ο σχεδιασμός του έγινε θεωρώντας τον επίπεδο φορέα του Σχήματος 5, το οποίο επιτρέπεται από τον Ευρωκώδικα 8 στις περιπτώσεις αυτές ως εναλλακτική λύση της πιο απαιτητικής και χρονοβόρας τρισδιάστατης ανάλυσης. Προκειμένου να απλοποιηθεί κατά το δυνατό ο σχεδιασμός των κτιρίων, ο τοποθετούμενος οπλισμός στις δοκούς θεωρήθηκε ότι παραμένει ο ίδιος για κάθε τρεις ορόφους και στα υποστυλώματα κάθε πέντε ορόφους.

Τα κτίρια σχεδιάστηκαν για μέγιστη επιτάχυνση εδάφους 0.25g, κατηγορία εδάφους C και συντελεστή σπουδαιότητας II ($\gamma_I=1.2$). Πέραν του ίδιου βάρους θεωρήθηκε πρόσθετο φορτίο δοκών 3.5 kN/m λόγω επιφανειακών τελειωμάτων και διαχωριστικών στην πλάκα και 8 kN/m ωφέλιμο φορτίο ($2\text{kN/m}^2 \times 4.0\text{m}$). Ο συντελεστής συμπεριφοράς που χρησιμοποιήθηκε για τον καθορισμό της σεισμικής δράσης σχεδιασμού ήταν για τα κτίρια που σχεδιάστηκαν για μέση πλαστιμότητα 2.66 για τα δε με υψηλή πλαστιμότητα 4.0, που είναι συντηρητικότερος και στις δύο περιπτώσεις του μέγιστου επιτρεπόμενου από τον Ευρωκώδικα 8. Η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης αγνοήθηκε, όπως επιτρέπεται από τον Ευρωκώδικα για κανονικά πλαισιωτά κτίρια από Ο/Σ.

Πίνακας 2. Ιδιότητες Υλικών και Κατηγορία Πλαστιμότητας Κτιρίων

A/α	Συμβολισμός	f_c (MPa)	f_{yw}/f_{yl} (MPa)	DC
1	f_c50f_y500 -M	50	500/500	Medium
2	f_c50f_y800 -M	50	800/800	Medium
3	f_c50f_y1200 -M	50	1200/1200	Medium
4	f_c70f_y500 -M	70	500/500	Medium
5	f_c70f_y800 -M	70	800/800	Medium
6	f_c70f_y1200 -M	70	1200/1200	Medium
7	f_c90f_y500 -M	90	500/500	Medium
8	f_c90f_y800 -M	90	800/800	Medium
9	f_c90f_y1200 -M	90	1200/1200	Medium
10	f_c50f_c90NY -M	50 Δοκοί 90 Υποστυλώματα	500/500	Medium
11	f_c50f_c90HY -M	50 Δοκοί 90 Υποστυλώματα	1200/500	Medium
12	f_c50f_y500 -H	50	500/500	High
13	f_c50f_y800 -H	50	800/800	High
14	f_c50f_y1200 -H	50	1200/1200	High
15	f_c70f_y500 -H	70	500/500	High
16	f_c70f_y800 -H	70	800/800	High
17	f_c70f_y1200 -H	70	1200/1200	High
18	f_c90f_y500 -H	90	500/500	High
19	f_c90f_y800 -H	90	800/800	High
20	f_c90f_y1200 -H	90	1200/1200	High
21	f_c50f_c90NY -H	50 Δοκοί 90 Υποστυλώματα	500/500	High
22	f_c50f_c90HY -H	50 Δοκοί 90 Υποστυλώματα	1200/500	High

Για την ελαστική ανάλυση των κτιρίων χρησιμοποιήθηκαν τέσσερα αναλυτικά μοντέλα που διέφεραν μεταξύ τους στην αντοχή του σκυροδέματος. Καθένα από αυτά τα αναλυτικά μοντέλα επιλύθηκε για τους όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων. Προκειμένου να ληφθεί υπόψη η επιρροή του αξονικού φορτίου στο βαθμό ρηγματώσης των διατομών, η ενεργός δυσκαμψία των δομικών στοιχείων θεωρήθηκε στο 50% της αρηγματώσης διατομής. Τέλος, αγνοήθηκαν φαινόμενα 2ας τάξεως καθότι ο έλεγχος του δείκτη σχετικής μεταθετότητας θ ικανοποιείτο σε κάθε όροφο. Εντούτοις, θα πρέπει να αναφερθεί ότι οι τιμές του δείκτη θ ήταν πολύ κοντά στην επιτρεπόμενη (0.10), γεγονός που αποτέλεσε και το βασικό κριτήριο ελέγχου της επάρκειας των διατομών.

Πριν από την διαστασιολόγηση των διατομών, έγινε έλεγχος των ελαστικών παραμορφώσεων d_{ei} που προέκυψαν από τη σεισμική δράση σχεδιασμού και βρέθηκε ότι ικανοποιούνται τα όρια που καθορίζονται από τον κανονισμό. Γενικά, τα πολυώροφα κτίρια που εξετάστηκαν πληρούν τα κριτήρια κανονικότητας σε κάτοψη και όψη και ικανοποιούν τους γεωμετρικούς περιορισμούς του Ευρωκώδικα 8 όσον αφορά τις διαστάσεις των διατομών των δοκών και υποστυλωμάτων. Ιδιαίτερα στην περίπτωση των υποστυλωμάτων, το ομαλοποιημένο αξονικό φορτίο σχεδιασμού n_d (αξονική τάση προς την αντοχή του σκυροδέματος) ήταν πολύ κάτω του ορίου 0.65 για πλαστιμότητα M και του ορίου 0.55 για πλαστιμότητα H. Ο σχεδιασμός και των 22 κτιρίων δίνεται αναλυτικά αλλού (Konstantinidis 2002).

4 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ

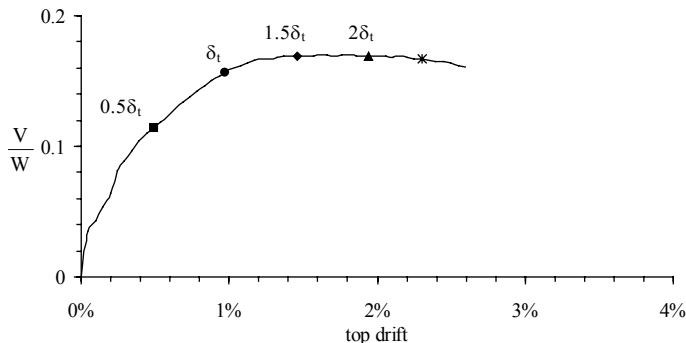
Για την αποτίμηση της συμπεριφοράς των κτιρίων χρησιμοποιήθηκαν τόσο η ανελαστική στατική (pushover) ανάλυση όσο και η ανελαστική δυναμική ανάλυση της χρονοϊστορίας της απόκρισης

(time history) με χρήση του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων ADAPTIC. Για την προσομοίωση του 15-όροφου πλαίσιακού φορέα χρησιμοποιήθηκαν 484 κόμβοι και 525 στοιχεία που προέκυψαν από την υποδιαίρεση των δοκών και υποστυλωμάτων σε 5 επιπέδων στοιχεία. Η διακριτοποίηση αυτή του φορέα εκτός από αύξηση της ακρίβειας των αποτελεσμάτων βοηθάει και στη διάκριση των τμημάτων των δοκών και υποστυλωμάτων σε κρίσιμες και μη περιοχές. Για την προσομοίωση τόσο του απερίσφικτου όσο και του περισφιγμένου σκυροδέματος χρησιμοποιήθηκε το μοντέλο Konstantinidis 2002. Για τον χάλυβα οπλισμού χρησιμοποιήθηκε το διγραμμικό μοντέλο με κινηματική κράτυνση.

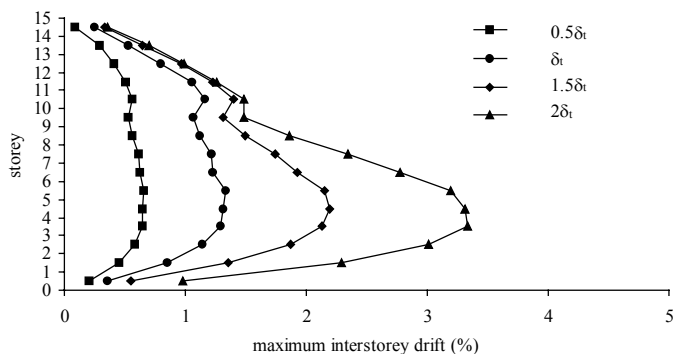
4.1 Μέθοδος ανελαστικής στατικής ανάλυσης

Για κάθε κτίριο σχεδιάστηκαν τα διαγράμματα του σεισμικού συντελεστή (οριζόμενου από τον λόγο της τέμνουσας βάσης προς το συνολικό βάρος του κτιρίου) προς τη σχετική μετακίνηση της κορυφής (λόγος της μετακίνησης στην κορυφή προς το συνολικό ύψος του κτιρίου).

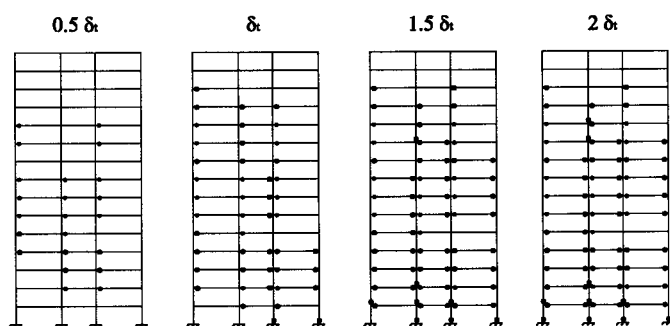
Πρέπει να διευκρινισθεί ότι εφόσον τα αναλυτικά μοντέλα προσομοίωσης της συμπεριφοράς του σκυροδέματος και του χάλυβα που υπάρχουν στο ADAPTIC δεν λαμβάνουν υπόψη τους την αστοχία των υλικών στην οριακή κατάσταση αστοχίας, αλλά συνεχίζουν να περιγράφουν την συμπεριφορά των υλικών, οι καμπύλες είναι πολύ ομαλές ακόμη και για μεγάλες μετακινήσεις. Γι' αυτόν το λόγο, το σημείο στο οποίο κάποιο δομικό στοιχείο εξαντλεί την οριακή βράχυνση του σκυροδέματος (οριζόμενη στο σημείο που η αντοχή του περισφιγμένου σκυροδέματος πέφτει στο 50% της μέγιστης) βρέθηκε και σημειώνεται επάνω στην καμπύλη (Σχήμα 6α). Η μετακίνηση στόχος (δ_t) της κορυφής των κτιρίων σημειώνεται επίσης επί του ίδιου σχήματος. Στο Σχήμα 6β παρουσιάζονται οι σχετικές μετατοπίσεις των ορόφων, και στο Σχήμα 6c η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων, η οποία είναι ενδεικτική της δυνατότητας απορρόφησης ενέργειας του συστήματος. Λόγω περιορισμένου χώρου, η παρουσίαση των αποτελεσμάτων περιορίζεται εδώ μόνο στο κτίριο $f_c 50f_y 500\text{-M}$ (βλ. περισσότερα σε Konstantinidis 2002).



a) Base shear vs. top drift



b) Interstorey drifts



c) Distribution of plastic hinges

Σχήμα 6 – Ανελαστική στατική ανάλυση (Pushover) για το κτίριο f_c50f_y500 -M

Γενικά, η συμπεριφορά των κτιρίων ήταν ικανοποιητική. Ο δείκτης υπεραντοχής οριζόμενος από τον λόγο της τέμνουσας βάσης τη στιγμή της διαρροής προς την τέμνουσα βάσης που καθορίζεται από τον κανονισμό (V_y/F_b) βρέθηκε να είναι από 1.14 για το κτίριο f_c50f_y500 -M έως 1.44 για το f_c90f_y1200 -M και από 1.26 για το κτίριο f_c70f_y500 -H έως 1.88 για το f_c90f_y1200 -H. Οι μέγιστες τιμές των σχετικών μετακινήσεων μεταξύ των ορόφων καθ ύψος του κτιρίου παρουσιάζονται στον Πίνακα 3 (δ_i είναι η μετακίνηση κορυφής που αντιστοιχεί στο σεισμό σχεδιασμού).

Πίνακας 3. Έλεγχος Ορίου Σχετικών Μετακινήσεων Ορόφων και Αστοχίας Δομικών Στοιχείων

Κτίριο	$0.5\delta_t$ max. (%)	δ_t max. (%)	$1.5\delta_t$ max. (%)	$2\delta_t$ max. (%)
$f_c50 f_y500$ -M	0.65	1.33	2.20	3.34
$f_c50 f_y800$ -M	0.78	1.59	2.61	4.10 ^{Αστοχία}
$f_c50 f_y1200$ -M	0.93	1.85	3.02 ^{Αστοχία}	4.11 ^{Αστοχία}
$f_c70 f_y500$ -M	0.77	1.57	2.79	4.13
$f_c70 f_y800$ -M	0.78	1.57	2.57	3.81
$f_c70 f_y1200$ -M	0.86	1.77	2.67	4.19 ^{Αστοχία}
$f_c90 f_y500$ -M	0.78	1.69	2.92	4.19
$f_c90 f_y800$ -M	0.78	1.65	2.78	4.20
$f_c90 f_y1200$ -M	0.86	1.77	2.76	4.17
$f_c50 f_c90$ NY-M	0.76	1.59	2.75	3.95
$f_c50 f_c90$ HY-M	0.76	1.59	2.75	3.95
$f_c50 f_y500$ -H	0.92	2.06	3.35	4.61 ^{Αστοχία}
$f_c50 f_y800$ -H	0.88	1.86	3.34	4.85 ^{Αστοχία}
$f_c50 f_y1200$ -H	0.88	1.79	2.89 ^{Αστοχία}	4.66 ^{Αστοχία}
$f_c70 f_y500$ -H	0.82	1.68	2.82	3.87
$f_c70 f_y800$ -H	0.81	1.62	2.82	4.07
$f_c70 f_y1200$ -H	0.89	1.84	2.94	4.42 ^{Αστοχία}
$f_c90 f_y500$ -H	0.81	2.26	2.62	3.71
$f_c90 f_y800$ -H	0.83	1.76	3.09	4.30
$f_c90 f_y1200$ -H	0.91	1.79	2.66	4.04
$f_c50 f_c90$ NY-H	0.74	1.43	2.44	3.44
$f_c50 f_c90$ HY-H	0.73	1.42	2.41	3.44

Για τη στάθμη επιτελεστικότητας “immediate occupancy” (ελέγχεται για μετακίνηση $0.50d_i$), το όριο 1% που ορίζεται από την FEMA 356 (2000) ικανοποιείται για όλα τα κτίρια. Το όριο 2% που ελέγχεται για τη στάθμη επιτελεστικότητας “life safety” (μετακίνηση d_i) επίσης πληρούται εκτός από τα κτίρια f_c50f_y500-H (2.06%) και f_c90f_y500-H (2.26%). Για τη στάθμη επιτελεστικότητας “collapse prevention” που ελέγχεται για σεισμική ένταση διπλάσια του σχεδιασμού (μετακίνηση $2d_i$), τα κτίρια με αντοχή σκυροδέματος 50 MPa όχι μόνο υπερέβησαν το όριο του 4%, αλλά παρατηρήθηκε και αστοχία δομικών στοιχείων σε πολλές περιπτώσεις και για τις δύο κατηγορίες πλαστιμότητας του κανονισμού. Τα κτίρια που σχεδιάστηκαν για αντοχή σκυροδέματος 70 MPa, υπερέβησαν το όριο πλην των κτιρίων f_c70f_y800-M και f_c70f_y500-H . Αστοχία παρατηρήθηκε και για τις δύο κλάσεις πλαστιμότητας που ενσωμάτωναν χάλυβα υψηλού ορίου διαρροής (1200 MPa). Από τα κτίρια με αντοχή σκυροδέματος 90 MPa, μόνο το f_c90f_y500-H δεν υπερέβη το όριο του 4% για αυτή τη στάθμη επιτελεστικότητας. Είναι αξιοσημείωτο ότι ακόμα και γι’ αυτό το υψηλό επίπεδο σεισμού δεν παρατηρήθηκαν αστοχίες δομικών στοιχείων, άρα στο πολυώροφο αυτό κτίριο το κυριότερο πρόβλημα είναι η συνολική ευστάθεια υπό σεισμικά φορτία και όχι οι τοπικές αστοχίες (βαρείες βλάβες στοιχείων). Τέλος, τα κτίρια με διαφορετική αντοχή σκυροδέματος στις δοκούς και τα υποστυλώματα επέδειξαν την καλύτερη συμπεριφορά καθότι κανένα δεν υπερέβη το όριο του 4%.

4.2 Μέθοδος ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης

Η σημαντικότερη αβεβαιότητα της ακριβέστερης αυτής μεθόδου αφορά στην επιλογή της κατάλληλης σεισμικής δράσης για την οποία θα γίνει η αποτίμηση της κατασκευής. Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας επιλέχθηκαν τρία επιταχυνσιογραφήματα από γνωστούς σεισμούς στον Ελλαδικό χώρο (Volvi N60W, Alkyonides N55W, και Kalamata N10W) και έγινε κατάλληλη ομαλοποίησή τους με βάση τη φασματική ένταση (Karros and Kyriakakis 2000) ώστε να αναχθούν στην ένταση του φάσματος σχεδιασμού για κατηγορία εδάφους C (για το οποίο σχεδιάστηκαν τα κτίρια), καθώς και το διπλάσιό του.

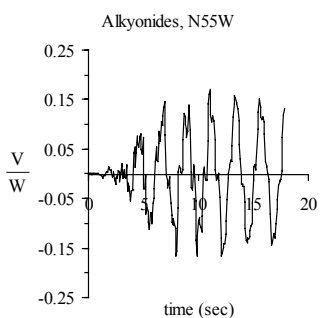
Από τα αποτελέσματα 60 ανελαστικών αναλύσεων (ενδεικτικά παρουσιάζονται στο Σχήμα 7) το κρισιμότερο επιταχυνσιογράφημα (αυτό που οδήγησε στις μεγαλύτερες απαιτήσεις) ήταν το Alkyonides N55W. Για το σεισμό σχεδιασμού (0.25g) το κτίριο $f_c90f_y800 M$ και H είχε την δυνατότητα να ανθίσταται 59% και 91% αντίστοιχα υψηλότερες σεισμικές δράσεις από αυτές για τις οποίες σχεδιάστηκε, κάτι το οποίο υποδηλώνει ιδιαίτερα καλή συμπεριφορά για έναν πλαισιακό κτιριακό φορέα (Πίνακας 4).

Πίνακας 4. Δείκτες Υπεραντοχής Κτιρίων από Ανελαστική Δυναμική Ανάλυση

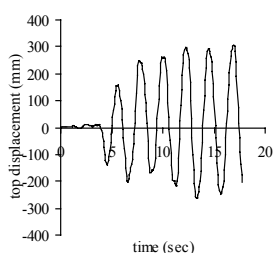
Κτίριο	Volvi, N60W 0.25g		Alkyonides, N55W 0.25g		Kalamata, N10W 0.25g		Alkyonides, N55W 0.50g	
	DC M	DC H	DC M	DC H	DC M	DC H	DC M	DC H
$f_c50 f_y500$	1.21	1.35	1.23	1.40	1.00	1.05	1.45	1.50
$f_c50 f_y800$	-	-	1.30	1.41	-	-	1.51	1.50
$f_c50 f_y1200$	-	-	1.20	1.21	-	-	1.63	1.61
$f_c70 f_y500$	1.24	1.24	1.26	1.35	0.92	1.09	1.35	1.56
$f_c70 f_y800$	-	-	1.41	1.47	-	-	1.58	1.73
$f_c70 f_y1200$	-	-	1.35	1.29	-	-	1.67	1.64
$f_c90 f_y500$	1.33	1.10	1.33	1.34	1.17	1.11	1.43	1.64
$f_c90 f_y800$	-	-	1.59	1.65	-	-	1.91	1.81
$f_c90 f_y1200$	-	-	1.43	1.41	-	-	1.74	2.15
$f_c50 f_c90 NY$	1.23	1.33	1.23	1.44	1.13	1.09	1.41	1.52
$f_c50 f_c90 HY$	-	-	1.24	1.55	-	-	1.44	1.50

Για τα κτίρια που σχεδιάστηκαν για επίπεδο πλαστιμότητας M και για τον σεισμό που θεωρητικά προκαλεί κατάρρευση (0.50g), ο μεγαλύτερος δείκτης υπεραντοχής (1.91) βρέθηκε για το κτίριο $f_c 90 f_y 800$, ενώ το κτίριο $f_c 90 f_y 1200-H$ ήταν σε θέση να αναλάβει χωρίς αστοχία διπλάσια οριζόντια δύναμη στην βάση από αυτή που σχεδιάστηκε.

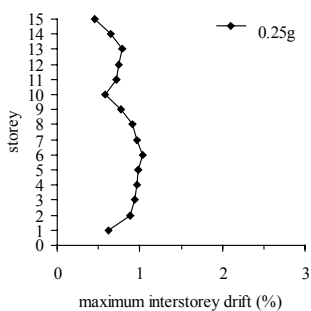
Με βάση τις σχετικές μετακινήσεις των ορόφων η συμπεριφορά των κτιρίων για τα επίπεδα “life safety” και “collapse prevention” ήταν πολύ ικανοποιητική καθότι αυτές ήταν χαμηλότερες των ορίων 2% και 4% αντίστοιχα της FEMA. Οι πλαστικές αρθρώσεις για τα κτίρια με επίπεδο πλαστιμότητας H ήταν πολύ ικανοποιητική εστιαζόμενη κυρίως στις δοκούς και ενίοτε στη βάση των εξωτερικών υποστυλωμάτων, καταδεικνύοντας την ικανότητα απόσβεσης ενέργειας.



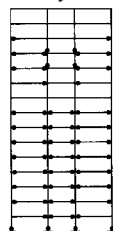
a) Base shear time history



b) Top displacement time history

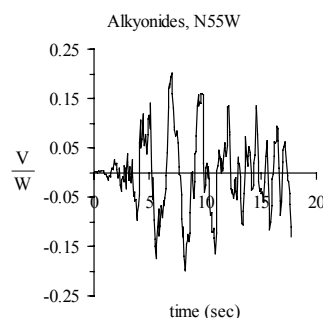


c) Interstorey drifts

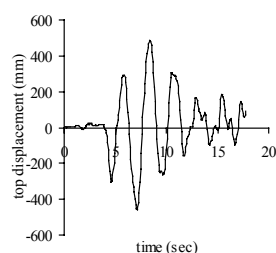


d) Distribution of plastic hinges

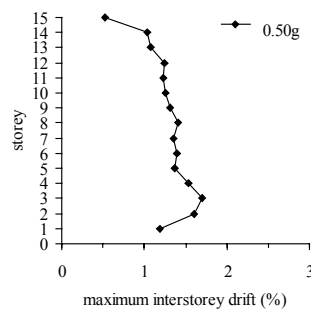
Life safety earthquake (0.25g)



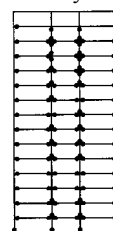
a) Base shear time history



b) Top displacement time history



c) Interstorey drifts



d) Distribution of plastic hinges

Collapse prevention earthquake (0.50g)

Σχήμα 7 – Αποτελέσματα ανελαστικής ανάλυσης κτιρίου $f_c 50 f_y 500-M$

5 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η χρήση ΣΥΕ σε σειсмоγενείς περιοχές εξετάστηκε στα πλαίσια της παρούσας έρευνας στην οποία έγινε αποτίμηση της συμπεριφοράς 22 πολυώροφων κτιρίων, με την βοήθεια της ανελαστικής στατικής και της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης. Με βάση τα αποτελέσματα αυτά η σεισμική τους συμπεριφορά τους κρίνεται ικανοποιητική, ενώ διαπιστώθηκε και ενδεχόμενο οικονομικό όφελος (τα αποτελέσματα λόγω περιορισμένου χώρου δεν παρουσιάστηκαν εδώ, βλ. σχετικά Konstantinidis 2002). Ασφαλώς η ευρεία χρήση των σκυροδεμάτων υψηλής επιτελεσματικότητας σε αντισεισμικές κατασκευές απαιτεί την περαιτέρω τεκμηρίωση της καταλληλότητας τους με μελέτες όπως η παρούσα, αλλά και με αντίστοιχη πειραματική έρευνα.

6 ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η χρηματοδότηση της παρούσης έρευνας από την Ευρωπαϊκή Ένωση στα πλαίσια του Προγράμματος Περιβάλλον και Κλίμα (αρ. σύμβ. ENV4-CT96-5027) αναγνωρίζεται ιδιαίτερα.

7 ΑΝΑΦΟΡΕΣ

Bing, L., Park, R. and Tanaka, H. 1994. Strength and ductility of reinforced concrete members and frames constructed using high strength concrete. Research Report 94-5. University of Canterbury.

Carrasquillo, R. L., Nilson, A. H. and Slate, F. O. 1981. Microcracking and behaviour of high strength concrete subject to short term loading. *Journal of the ACI*, **78**(3), 179-186.

CEB. 1994. Working Group on HSC/HPC. Application of high performance concrete. *Bulletin d' Information CEB*, **222**

CEN Technical Committee. 250/SC2. 1991. *Eurocode 2: Design of Concrete Structures-Part 1: General Rules and Rules for Buildings (ENV 1992-1-1)*, CEN, Berlin.

CEN Technical Committee. 250/SC2. 2002. *Eurocode 2: Design of Concrete Structures-Part 1: General Rules and Rules for Buildings (prEN 1992-1, revised final draft)*, CEN, Brussels.

CEN Technical Committee. 250/SC8. 1995. *Eurocode 8: Earthquake Resistant Design of Structures-Part 1: General Rules and Rules for Buildings (ENV 1998-1-1/2/3)*, CEN, Berlin.

Cusson, D. and Paultre, P. 1993. Behaviour of high strength concrete columns confined by rectangular ties under concentric loading. *Report No. SMS-9202*, Univ. of Sherbrooke, Canada.

FEMA-356. 2000. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Federal Emergency Management Agency Report No. FEMA-356, Washington D.C., USA.

Foster, S. J. and Attard, M. M. 1997. Experimental tests on eccentrically loaded high strength concrete columns. *Structural Journal of the ACI*, **94**(3), 295-303.

Hoff, G. C. 2002. HPC/HSC – A North American Perspective. *Proceed. of the 6th International Symposium on Utilization of High Performance/High Strength Concrete*, Leipzig, Germany, 63-76.

Ibrahim, H. H. H., and MacGregor, J. G. 1996. Tests of eccentrically loaded high strength concrete columns. *Structural Journal of the ACI*, **93**(5), 585-594.

Kappos AJ, Kyriakakis P. 2000. A re-evaluation of scaling techniques for natural records. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **20**: 111-123.

Konstantinidis D. 2002. Seismic design and performance assessment of RC buildings made of high strength materials. PhD thesis, Imperial College, London.

NZS 3101. 1995. Code of practice for the Design of concrete structures Part I: New Zealand.

Penelis, G. G. and Kappos, A. J. 1997. Earthquake resistant concrete structures. SPON, London.

Russell, H. G. 1999. ACI Defines High-Performance concrete. *Concrete International*, **21**(2), 56-57.