



Ευρωκώδικες 2, 7, 8 – Κατασκευή από Σκυρόδεμα

**Μέρος 1 Ευρωκώδικα 8 (EN1998-1:2004)
“Γενικοί Κανόνες, Σεισμικές Δράσεις,
Κανόνες Για Κτίρια”**

Κρίστης Χρυσοστόμου
Επίκουρος Καθηγητής
Τεχνολογικό Πανεπιστήμιο Κύπρου



Υπουργείο
Εσωτερικών



ΚΥΠΡΙΑΚΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΣ ΤΥΠΟΠΟΙΗΣΗΣ



ΣΥΛΛΟΓΟΣ
ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ
ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΚΥΠΡΟΥ



ΣΥΝΔΕΣΜΟΣ
ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΚΑΙ ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΩΝ ΚΥΠΡΟΥ



**Μέρος 1 Ευρωκώδικα 8 (EN1998-1:2004)
“Γενικοί Κανόνες, Σεισμικές Δράσεις, Κανόνες Για Κτίρια”**

1. Γενικά
2. Απαιτήσεις Επιτελεσματικότητας & Κριτήρια Συμμόρφωσης
3. Εδαφικές Συνθήκες & Σεισμικές Δράσεις
4. Σχεδιασμός Κτιρίων
5. Ειδικό Κανόνες για Κτίρια Σκυροδέματος
6. Ειδικό Κανόνες για Σιδηρά Κτίρια
7. Ειδικό Κανόνες για Σύμμεικτα Κτίρια (Χάλυβα-σκυροδέματος)
8. Ειδικό Κανόνες για Ξύλινα Κτίρια
9. Ειδικό Κανόνες για Κτίρια από Τοιχοποιία
10. Σεισμική Μόνωση



Μέρος 1 Ευρωκώδικα 8 (EN1998-1:2004)

“Γενικοί Κανόνες, Σεισμικές Δράσεις, Κανόνες Για Κτίρια”

1. Γενικά
2. **Απαιτήσεις Επιτελεστικότητας & Κριτήρια Συμμόρφωσης**
3. Εδαφικές Συνθήκες & Σεισμικές Δράσεις
4. Σχεδιασμός Κτιρίων
5. Ειδικοί Κανόνες για Κτίρια Σκυροδέματος
6. Ειδικοί Κανόνες για Σιδηρά Κτίρια
7. Ειδικοί Κανόνες για Σύμμεικτα Κτίρια (Χάλυβα-
8. σκυροδέματος)
9. Ειδικοί Κανόνες για Ξύλινα Κτίρια
10. Ειδικοί Κανόνες για Κτίρια από Τοιχοποιία
11. Σεισμική Μόνωση



Συνδυασμός με άλλα φορτία και υπολογισμός μάζας (EC8)

- Τα αδρανειακά αποτελέσματα της σεισμικής δράσης σχεδιασμού θα αποτιμώνται λαμβάνοντας υπόψη την παρουσία των μαζών που συνδέονται με όλα τα φορτία βαρύτητας που περιλαμβάνονται στον ακόλουθο συνδυασμό δράσεων με επιμέρους συντελεστές ασφάλειας ίσους με 1.0

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Ο συντελεστής συνδυασμού για την μεταβλητή δράση, $\psi_{E,i}$, υπολογίζεται χρησιμοποιώντας την πιο κάτω εξίσωση, στην οποία οι συντελεστές, $\psi_{2,i}$, ορίζονται στον EN1990

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}$$



Συνδυασμός με άλλα φορτία και υπολογισμός μάζας (EC8)

Συντελεστές ψ_2 από EN 1990

Action	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Imposed loads in buildings, category (see EN 1991-1-1)			
Category A : domestic, residential areas	0,7	0,5	0,3
Category B : office areas	0,7	0,5	0,3
Category C : congregation areas	0,7	0,7	0,6
Category D : shopping areas	0,7	0,7	0,6
Category E : storage areas	1,0	0,9	0,8
Category F : traffic area, vehicle weight $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Category G : traffic area, $30\text{kN} < \text{vehicle weight} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Category H : roofs	0	0	0
Snow loads on buildings (see EN 1991-1-3)*			
Finland, Iceland, Norway, Sweden	0,70	0,50	0,20
Remainder of CEN Member States, for sites located at altitude $H > 1000$ m a.s.l.	0,70	0,50	0,20
Remainder of CEN Member States, for sites located at altitude $H \leq 1000$ m a.s.l.	0,50	0,20	0
Wind loads on buildings (see EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperature (non-fire) in buildings (see EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

NOTE The ψ values may be set by the National annex.
* For countries not mentioned below, see relevant local conditions.

Ενημερωτικό Σεμινάριο EC 2, EC7, EC8
Κρίστης Χρυσσοστόμου

5



Συνδυασμός με άλλα φορτία και υπολογισμός μάζας (EC8)

Τιμές για ϕ για τον υπολογισμό του ψ_E από EN 1998

Type of variable action	Storey	ϕ
Categories A-C*	Roof	1,0
	Storeys with correlated occupancies	0,8
	Independently occupied storeys	0,5
Categories D-F* and Archives		1,0

* Categories as defined in EN 1991-1-1:2002.

Ενημερωτικό Σεμινάριο EC 2, EC7, EC8
Κρίστης Χρυσσοστόμου

6



Συντελεστής Σπουδαιότητας

- Η αξιοπιστία-στόχος για την απαίτηση μη-κατάρρευσης και για την απαίτηση περιορισμού βλαβών καθορίζονται για διαφορετικούς τύπους κτιρίων ή έργων πολιτικού μηχανικού βάσει των συνεπειών της αστοχίας
- Διαφοροποίηση της αξιοπιστίας εφαρμόζεται μέσω της ταξινόμησης των φορέων σε διαφορετικές κατηγορίες σπουδαιότητας
- Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας καθορίζεται ένας **συντελεστής σπουδαιότητας** (*importance factor*), γ_I



Κατηγορίες Κτιρίων

- Τα κτίρια ταξινομούνται σε 4 κατηγορίες

Κατηγορία σπουδαιότητας	Κτίρια
I	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.
II	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες.
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.
IV	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ.

- Ο συντελεστής σπουδαιότητας $\gamma_I = 1.0$ αντιστοιχεί σε σεισμικό γεγονός με τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς 475 χρόνια, και αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της επιτάχυνσης εδάφους, a_{gR}



Συντελεστής Σπουδαιότητας για κάθε κατηγορία

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Συντελεστής Σπουδαιότητας, γ_I
I	0.8
II	1.0
III	1.2
IV	1.4

$$\gamma_I \approx \left(\frac{T_{LR}}{T_L} \right)^{-\frac{1}{3}} \quad \gamma_I \approx \left(\frac{P_L}{P_{LR}} \right)^{-\frac{1}{3}}$$



Απαιτήσεις Επιτελεσματικότητας, Κριτήρια Συμμόρφωσης

- Στάθμη Επιτελεσματικότητας '**Προστασία Ζωής**':
 - Για φορείς συνήθους σημασίας: σεισμική δράση με μέση περίοδο επανάληψης 475 χρ.
 - Κριτήρια Συμμόρφωσης: Διαστασιολόγηση μελών για αντοχή - Κατασκευαστική Διαμόρφωση/ Όπλιση για τοπική πλαστιμότητα
- Στάθμη Επιτελεσματικότητας '**Περιορισμός Βλαβών**':
 - Για φορείς συνήθους σημασίας: σεισμική δράση με μέση περίοδο επανάληψης 95chr. (~50% της δράσης των 475chr)
 - Κριτήριο Συμμόρφωσης για Κτίρια: Περιορισμός σχετικής μετακίνησης ορόφων
- Στάθμη Επιτελεσματικότητας '**Αποφυγή Κατάρρευσης**'
 - Για εξαιρετικά σπάνια σεισμική δράση (>> Σεισμού σχεδιασμού 475chr.)
 - Κριτήριο Συμμόρφωσης : Ικανοτικός Σχεδιασμός, με στόχο την πλαστιμότητα του φορέα ως σύνολο



Μέρος 1 Ευρωκώδικα 8 (EN1998-1:2004)

“Γενικοί Κανόνες, Σεισμικές Δράσεις, Κανόνες Για Κτίρια”

1. Γενικά
2. Απαιτήσεις Επιτελεστικότητας & Κριτήρια Συμμόρφωσης
3. **Εδαφικές Συνθήκες & Σεισμικές Δράσεις**
4. Σχεδιασμός Κτιρίων
5. Ειδικοί Κανόνες για Κτίρια Σκυροδέματος
6. Ειδικοί Κανόνες για Σιδηρά Κτίρια
7. Ειδικοί Κανόνες για Σύμμικτα Κτίρια (Χάλυβα-σκυροδέματος)
8. Ειδικοί Κανόνες για Ξύλινα Κτίρια
10. Ειδικοί Κανόνες για Κτίρια από Τοιχοποιία
11. Σεισμική Μόνωση



Σεισμικές Ζώνες

- Το έδαφος μιας χώρας πρέπει να διαιρείται σε σεισμικές ζώνες με βάση τον τοπικό σεισμικό κίνδυνο
- Για κάθε ζώνη καθορίζεται η μέγιστη **εδαφική επιτάχυνση αναφοράς** σε έδαφος τύπου A, a_{gR} , η οποία συνδέεται με ένα συντελεστή σπουδαιότητας, $\gamma_I=1.0$
- Η a_{gR} αντιστοιχεί στην **τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς**, $T_{NCR}=475$ χρόνων, της σεισμικής δράσης για την απαίτηση μη κατάρρευσης, που συμπίπτει με 90% πιθανότητα μη-υπέρβασης της μέγιστης επιτάχυνσης στα 50 χρόνια

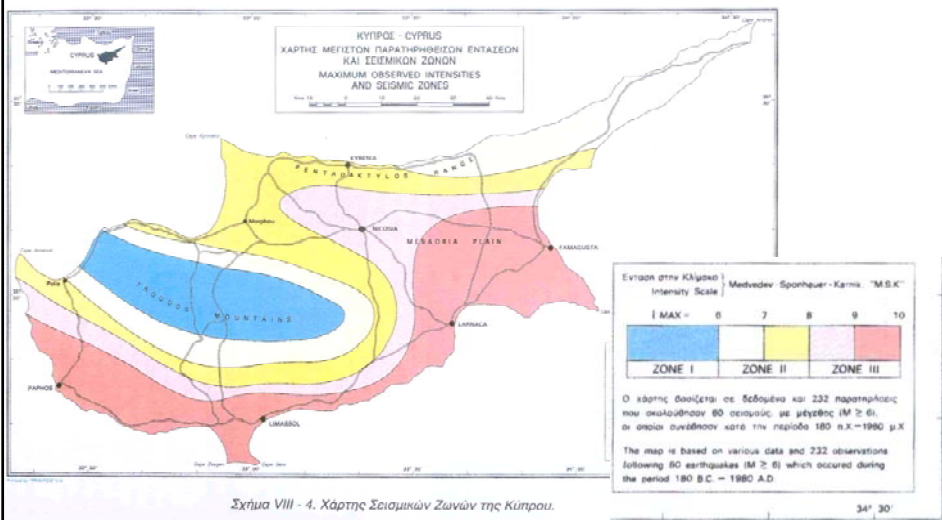


Σεισμικές Ζώνες ...

- Η **εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού** σε έδαφος τύπου A, a_g , ορίζεται σαν
$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$$
- Η τιμή για το **συντελεστή σπουδαιότητας**, γ_I , σχετίζεται με την **τάξη σπουδαιότητας** (importance class) των δομημάτων και θα καθοριστεί αργότερα
- Σε περιπτώσεις **χαμηλής σεισμικότητας** ($a_g < 0.08g$) μπορούν να χρησιμοποιηθούν μειωμένες ή απλουστευμένες σεισμικές διαδικασίες σχεδιασμού για ορισμένους τύπους ή κατηγορίες φορέων
- Σε περιπτώσεις **πολύ χαμηλής σεισμικότητας** ($a_g < 0.04g$) δεν απαιτείται συμμόρφωση στις διατάξεις του EN 1998
- Στη **Κύπρο** έχουμε **ψηλή σεισμικότητα** και απαιτείται συμμόρφωση με τις διατάξεις του EN 1998

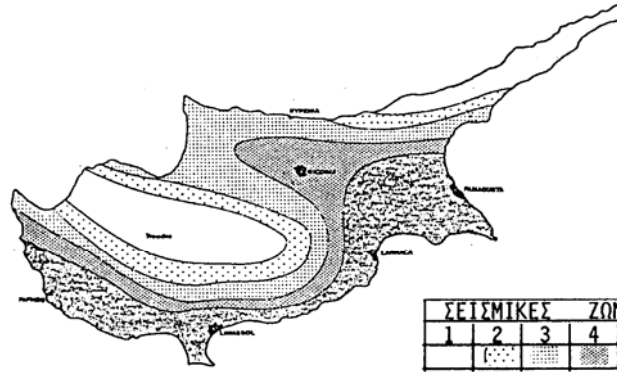


Ισχύουσες Σεισμικές Ζώνες στην Κύπρο





Ισχύουσες Σεισμικές Ζώνες στην Κύπρο...



Ζώνη
1, 2, 3
4
5

A_{max}
.075
0.10
0.15

Ενημερωτικό Σεμινάριο EC 2, EC7, EC8
Κρίστης Χρυσοστόμου

15



Νέες Σεισμικές Ζώνες της Κύπρου



Ενημερωτικό Σεμινάριο EC 2, EC7, EC8
Κρίστης Χρυσοστόμου

16



Κατηγορίες εδάφους

- Στον EC8 καθορίζονται 5 κατηγορίες εδάφους
 - A-E και
 - δύο ειδικές εδαφικές κατηγορίες S_1 and S_2
- Κατάταξη κατηγορίας εδάφους γηπέδου έργου
 - σε συνάρτηση προς τη μέση τιμή της ταχύτητας διατμητικών κυμάτων, $v_{s,30}$, εφόσον αυτή είναι διαθέσιμη
 - Διαφορετικά πρέπει να χρησιμοποιείται η τιμή N_{SPT}
- Για τις δύο ειδικές εδαφικές κατηγορίες S_1 ή S_2
 - απαιτείται ειδική μελέτη για τον καθορισμό της σεισμικής δράσης



Κατηγορίες εδάφους...

Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (κρούσεις/30 cm)	c_u (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	> 800	–	–
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλικών, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.	360 – 800	> 50	> 250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλικών ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.	180 – 360	15 - 50	70 - 250



Κατηγορίες εδάφους...

D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.	< 180	< 15	< 70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ύψους με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχους που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s.			
S ₁	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/λών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ($PI > 40$) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.	< 100 (ενδεικτικό)	-	10 - 20
S ₂	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S ₁			



Σεισμικές δράσεις

- Η σεισμική κίνηση που χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό των σεισμικών δράσεων ορίζεται από **ελαστικά φάσματα απόκρισης (elastic response spectra)**
- Οριζόντια σεισμική δράση
 - δύο ορθογώνιες συνιστώσες που θεωρούνται ανεξάρτητες μεταξύ τους και που εκφράζονται από το ίδιο φάσμα απόκρισης

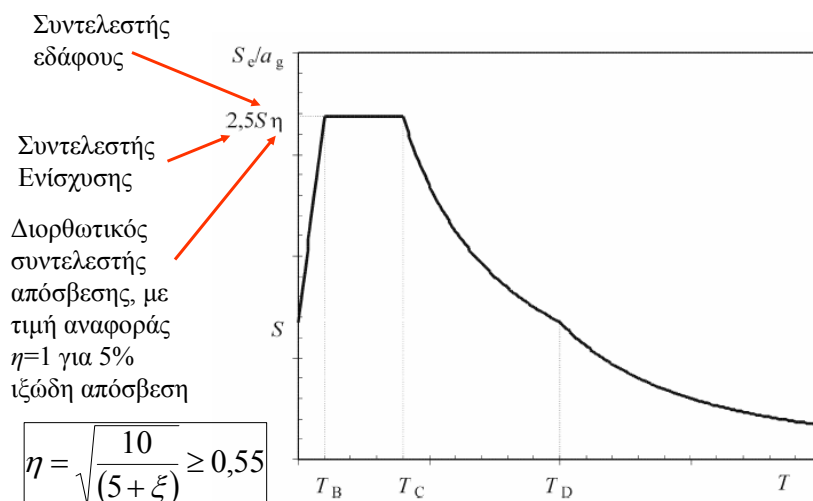


Σεισμικές δράσεις...

- Όταν οι σεισμοί προέρχονται από πηγές που έχουν σημαντικές διαφορές,
 - Υπάρχει η δυνατότητα χρήσης φασμάτων με διαφορετική μορφή
- Για φορείς με μεγάλη σπουδαιότητα ($\gamma_i > 1,0$)
 - πρέπει να λαμβάνονται υπόψη επιδράσεις τοπογραφικής ενίσχυσης (Παράρτημα Α του EN 1998-5:2004)



Φάσμα Οριζόντιας Ελαστικής Απόκρισης





Φάσμα Οριζόντιας Ελαστικής Απόκρισης ...

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]$$



Φάσμα Οριζόντιας Ελαστικής Απόκρισης ...

όπου:

$S_e(T)$ είναι το ελαστικό φάσμα απόκρισης

T είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης

a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A ($a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$);

T_B είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

T_C είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

T_D είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος

S είναι ο συντελεστής εδάφους

η είναι ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης, με τιμή αναφοράς $\eta = 1$ για 5% ιζώδη απόσβεση, βλέπε (3) της παρούσας



Φάσμα Οριζόντιας Ελαστικής Απόκρισης ...

- Οι τιμές των περιόδων T_B , T_C και T_D καθώς και αυτή του συντελεστή εδάφους S , που περιγράφουν την μορφή του ελαστικού φάσματος απόκρισης εξαρτώνται από
 - την κατηγορία του εδάφους
 - τον τύπο του φάσματος
 - Τύπος 1 (όταν η σεισμική επικινδυνότητα καθορίζεται από σεισμούς με $M_s \geq 5.5$)
 - Τύπος 2 (όταν η σεισμική επικινδυνότητα καθορίζεται από σεισμούς με $M_s < 5.5$)
- Στην Κύπρο καθορίστηκε ο Τύπος 1



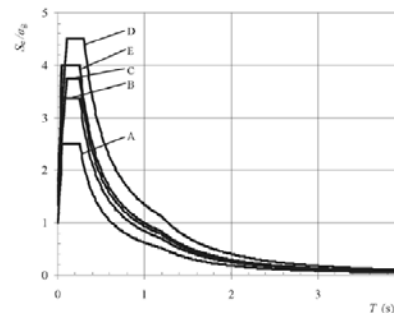
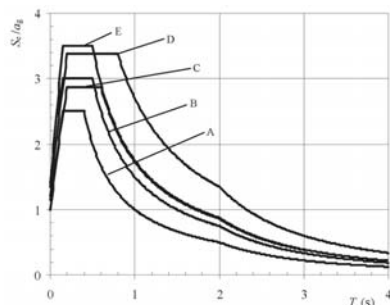
Φάσμα Οριζόντιας Ελαστικής Απόκρισης ...

Παράμετροι για φάσμα τύπου 1

Εδαφικός Τύπος	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Παράμετροι για φάσμα τύπου 2

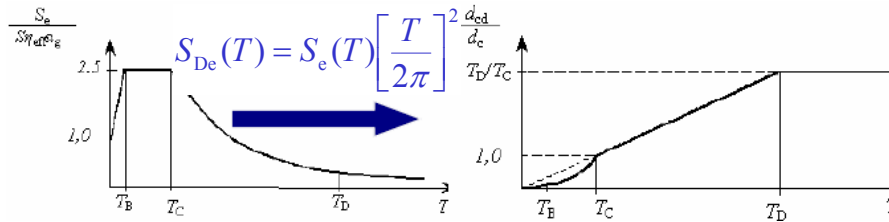
Εδαφικός Τύπος	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2





Ελαστικό φάσμα απόκρισης μετακίνησης

- Το ελαστικό φάσμα απόκρισης μετακίνησης, $S_{De}(T)$, θα λαμβάνεται από άμεση μετατροπή του φάσματος ελαστικής απόκρισης επιτάχυνσης, $S_e(T)$, χρησιμοποιώντας την ακόλουθη έκφραση (για $T < 4.0$ sec)



- Η εδαφική μετακίνηση σχεδιασμού d_g , μπορεί να υπολογιστεί με τη χρήση της ακόλουθης έκφρασης

$$d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D$$



Φάσμα Κατακόρυφης Ελαστικής Απόκρισης

Η **κατακόρυφη συνιστώσα** της σεισμικής δράσης θα προσομοιώνεται από ένα φάσμα ελαστικής απόκρισης $S_{ve}(T)$, που ορίζεται από

$$0 \leq T \leq T_B : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0$$

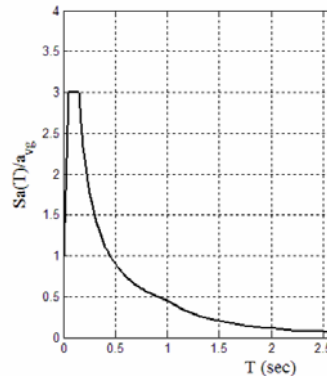
$$T_C \leq T \leq T_D : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]$$



Φάσμα Κατακόρυφης Ελαστικής Απόκρισης

- Οι τιμές για τις ιδιοπεριόδους T_B , T_C , και T_D , είναι ανεξάρτητες του εδάφους
- Η κατακόρυφη εδαφική επιτάχυνση δίνεται σαν κλάσμα της οριζόντιας και εξαρτάται από τον τύπο του φάσματος
 - Για Τύπο 1 $a_{vg} = 0.9 a_g$
 - Για Τύπο 2 $a_{vg} = 0.45 a_g$



Φάσμα	a_{vg}/a_g	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Τύπου 1	0,90	0,05	0,15	1,0
Τύπου 2	0,45	0,05	0,15	1,0



Φάσμα Σχεδιασμού

- Για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρως ανελαστικής ανάλυσης στην μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, που ονομάζεται **φάσμα σχεδιασμού**. Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του **συντελεστή συμπεριφοράς**, q .
- Οι συντελεστές συμπεριφοράς
 - εξαρτώνται από το υλικό των μελών και τα δομητικά συστήματα
 - δίδονται για διαφορετικά επίπεδα πλαστιμότητας
- Μπορούμε να έχουμε διαφορετικούς συντελεστές συμπεριφοράς ανά κατεύθυνση του δομήματος, αλλά το επίπεδο πλαστιμότητας πρέπει να είναι το ίδιο



Φάσμα Σχεδιασμού...

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.13)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.14)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.15)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.16)$$

όπου

a_g, S, T_C and T_D όπως ορίζονται στην **3.2.2.2**;

$S_d(T)$ είναι το φάσμα σχεδιασμού

q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς

β είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού.

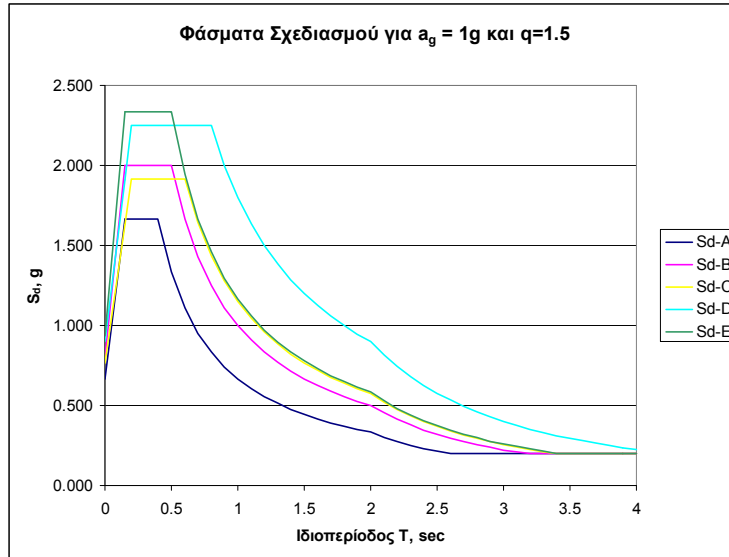


Φάσμα Σχεδιασμού...

- Για την κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού, $S_d(T)$, ορίζεται από τις ίδιες εκφράσεις αλλά αντικαθιστούμε
 - a_g με a_{vg}
 - $S = 1.0$
 - $q = 1.5$ για όλα τα υλικά και συστήματα
- Το φάσμα σχεδιασμού όπως παρουσιάζεται στις εξισώσεις δεν επαρκή για τη μελέτη συστημάτων σεισμικής μόνωσης ή απορρόφησης ενέργειας



Φάσμα Σχεδιασμού...

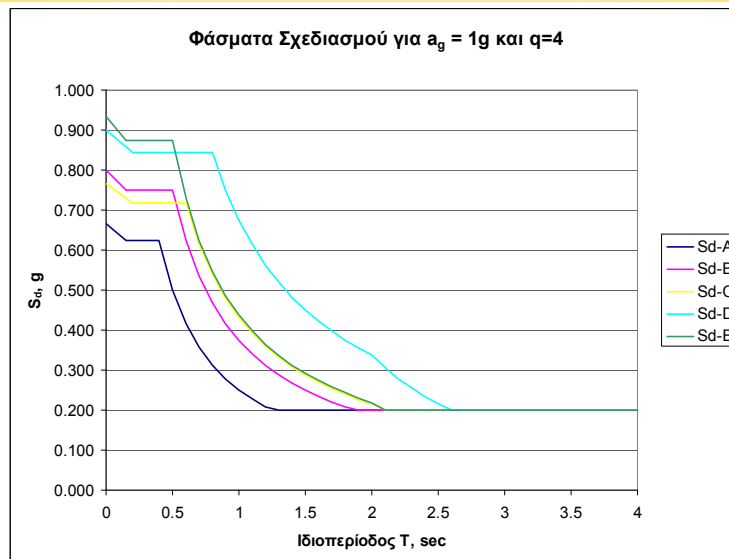


Ενημερωτικό Σεμινάριο EC 2, EC7, EC8
Κρίστης Χρυσσοστόμου

33



Φάσμα Σχεδιασμού...



Ενημερωτικό Σεμινάριο EC 2, EC7, EC8
Κρίστης Χρυσσοστόμου

34



Μέρος 1 Ευρωκώδικα 8 (EN1998-1:2004)

“Γενικοί Κανόνες, Σεισμικές Δράσεις, Κανόνες Για Κτίρια”

1. Γενικά
2. Απαιτήσεις Επιτελεστικότητας & Κριτήρια Συμμόρφωσης
3. Εδαφικές Συνθήκες & Σεισμικές Δράσεις
4. **Σχεδιασμός Κτιρίων**
5. Ειδικοί Κανόνες για Κτίρια Σκυροδέματος
6. Ειδικοί Κανόνες για Σιδηρά Κτίρια
7. Ειδικοί Κανόνες για Σύμμικτα Κτίρια (Χάλυβα-σκυροδέματος)
8. Ειδικοί Κανόνες για Ξύλινα Κτίρια
9. Ειδικοί Κανόνες για Κτίρια από Τοιχοποιία
10. Σεισμική Μόνωση



Ειδικοί Κανόνες για Κτίρια

- Διαμόρφωση Φορέα
- Μέθοδοι Ανάλυσης
- Κριτήρια Κανονικότητας –
Επιπτώσεις μη-κανονικότητας σε
 - συντελεστή συμπεριφοράς &
 - σε μέθοδο/προσομοίωμα ανάλυσης
- Οι επιλογές για το σχεδιασμό:
 - μόνο για αντοχή (συντελεστής συμπεριφοράς $q=1.5$) ή
 - για πλαστιμότητα (συντελεστής συμπεριφοράς $q > 1.5$)
- Ικανοτικός σχεδιασμός πλαισίων (ανεξαρτήτως υλικού) για αποφυγή μαλακού ορόφου
- (Ικανοτικός) σχεδιασμός θεμελίωσης
- Περιορισμός σχετ. μετακίνησης ορόφων για περιορισμό βλαβών υπό «ενδεχόμενη» σεισμική δράση



Διάκριση Δομικών Στοιχείων

- «Πρωτεύοντα» ή «Κύρια»:
 - Κρίσιμα για την αντίσταση σε σεισμό.
- «Δευτερεύοντα»:
 - Συνεισφορά στις κατακόρυφες δράσεις
 - Συνεισφορά έναντι σεισμικών δράσεων ασήμαντη ή αναξιόπιστη
 - Δυσκαμψία & αντοχή τους αγνοείται στην ανάλυση για σεισμικές δράσεις
 - Συνολική δυσκαμψία $\leq 15\%$ συνολικής δυσκαμψίας πρωτευόντων στοιχείων
 - Ελέγχονται για τις παραμορφώσεις που προκαλεί ο σεισμός σχεδιασμού.



Διάταξη του δομητικού συστήματος

- Η ορθή σεισμική συμπεριφορά μιας κατασκευής επιτυγχάνεται με την ορθολογική σύλληψη του δομητικού συστήματος (structural system)
- Οι κατευθυντήριες αρχές που διέπουν τη σύλληψη του δομητικού συστήματος για αντιμετώπιση του σεισμικού κινδύνου είναι:
 - Απλότητα του συστήματος (structural simplicity)
 - Ομοιομορφία και συμμετρία (uniformity and symmetry)
 - Υπερστατικότητα (Redundancy)
 - Διαξονική αντοχή και δυσκαμψία (bi-directional resistance and stiffness)
 - Στρεπτική αντοχή και δυσκαμψία (torsional resistance and stiffness)
 - Διαφραγματική λειτουργία στα επίπεδα των ορόφων (diaphragmatic action at storey level)
 - Επαρκής θεμελίωση (adequate foundations)



Κανονικότητα

- Για σκοπούς αντισεισμικού σχεδιασμού, τα κτίρια κατατάσσονται σε δύο κατηγορίες
 - **Κανονικά κτίρια** (Regular buildings)
 - **Μη-κανονικά κτίρια** (Non-regular buildings)
- Αυτή η κατάταξη έχει επιπτώσεις στο
 - μοντέλο που θα χρησιμοποιηθεί, το οποίο μπορεί να είναι είτε απλοποιημένο **επίπεδο μοντέλο** (planar model) ή **χωρικό μοντέλο** (spatial model)
 - στη μέθοδο ανάλυσης, η οποία μπορεί να είναι η **μέθοδος της οριζόντιας φόρτισης** (lateral force procedure) ή η **ιδιομορφική μέθοδος φάσματος απόκρισης** (modal response spectrum analysis)
 - στο **συντελεστή συμπεριφοράς** (behaviour factor), q , ο οποίος μειώνεται για κτίρια μη-κανονικά σε όψη



Κανονικότητα ...

- Οι επιπτώσεις της κανονικότητας στο μοντέλο, μέθοδο ανάλυσης και το συντελεστή συμπεριφοράς φαίνονται στον πιο κάτω πίνακα (Πίνακας 4.1 EC8)
- Για κτίρια μη-κανονικά σε όψη οι συντελεστές συμπεριφοράς πολλαπλασιάζονται επί 0.8

Κανονικότητα σε		Επιτρεπόμενη απλοποίηση		Συντελεστής συμπεριφοράς
Κάτοψη	Όψη	Προσομοίωμα	Γραμμική-ελαστική ανάλυση	(για γραμμική ανάλυση)
Ναι	Ναι	Επίπεδο	Οριζόντια φόρτιση ^a	Τιμή αναφοράς
Ναι	Όχι	Επίπεδο	Ιδιομορφική ανάλυση	Μειωμένη τιμή
Όχι	Ναι	Χωρικό ^b	Οριζόντια φόρτιση ^a	Τιμή αναφοράς
Όχι	Όχι	Χωρικό	Ιδιομορφική ανάλυση	Μειωμένη τιμή

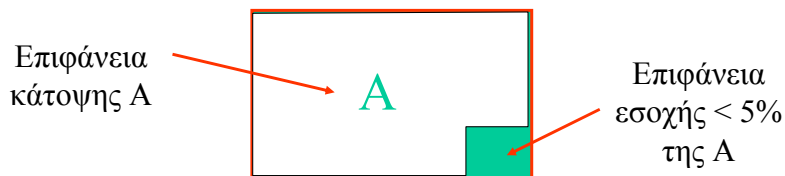
^a Εφόσον ικανοποιείται και η συνθήκη της 4.3.3.2.1(2)a).

^b Υπό τις ειδικές συνθήκες που δίνονται στην 4.3.3.1(8) μπορεί να χρησιμοποιηθεί ξεχωριστό χωρικό προσομοίωμα σε κάθε οριζόντια διεύθυνση, σύμφωνα με την 4.3.3.1(8).



Κριτήρια κανονικότητας σε κάτοψη

- Όσον αφορά την αντοχή σε οριζόντια φορτία και την κατανομή της μάζας, το κτίριο θα είναι κατά προσέγγιση συμμετρικό σε κάτοψη, σε σχέση με δύο ορθογώνιους άξονες
- Η διαμόρφωση της κάτοψης θα είναι συμπαγής, δηλαδή, κάθε πλάκα ορόφου θα οριοθετείται από κυρτή πολυγωνική γραμμή



Κριτήρια κανονικότητας σε κάτοψη

- Η **δυσκαμψία των πλακών ορόφων** μέσα στο επίπεδό τους θα είναι **αρκετά μεγάλη** σε σύγκριση με την οριζόντια **δυσκαμψία των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων**, έτσι ώστε η παραμόρφωση της πλάκας να έχει μικρή επίδραση στη κατανομή των δυνάμεων μεταξύ των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων
 - Από την άποψη αυτή, κατόψεις με μορφή L, Π, Η, Ι, και Χ πρέπει να εξετάζονται προσεκτικά (διαφραγματική λειτουργία, diaphragm action)



Κριτήρια κανονικότητας σε κάτοψη...

- Η λυγηρότητα του κτιρίου σε κάτοψη,

$$\lambda = L_{\max}/L_{\min} < 4$$

- Σε κάθε επίπεδο και για κάθε διεύθυνση της ανάλυσης x και y , η στατική εκκεντρότητα, e_o , και η ακτίνα δυστρεψίας (torsional radius), r , ικανοποιούν τις δύο παρακάτω συνθήκες

$$\blacksquare e_{ox} \leq 0.3 r_x \quad \text{και} \quad e_{oy} \leq 0.3 r_y$$

$$\blacksquare r_x \geq l_s \quad \text{και} \quad r_y \geq l_s$$



Κριτήρια κανονικότητας σε κάτοψη...

$$x_k = \frac{\sum(xEI_y)}{\sum(EI_y)}$$

$$r_x = \sqrt{\frac{\sum(x^2EI_y + y^2EI_x)}{\sum(EI_y)}}$$

$$y_k = \frac{\sum(yEI_x)}{\sum(EI_x)}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{\sum(x^2EI_y + y^2EI_x)}{\sum(EI_x)}}$$

$$l_s = \sqrt{\frac{\text{πολική ροπή αδράνειας μάζας ορόφου w.r.t. } c_g}{\text{συνολική μάζα ορόφου}}}$$

$$\text{Για ορθογωνική επιφάνεια } l_s = \sqrt{\frac{l^2 + b^2}{12}}$$



Κριτήρια κανονικότητας σε κάτοψη...



Κατάρρευση κτιρίων λόγω στρεπτικής απόκρισης γύρω από άκαμπτο πυρήνα στη γωνία, Αθήνα 1999 (Μιχάλης Φαρδής)

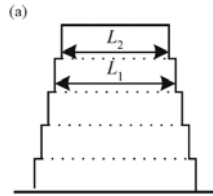


Κριτήρια κανονικότητας σε όψη

- Όλα τα **συστήματα ανάληψης οριζοντίων φορτίων**, όπως πυρήνες, φέροντα τοιχώματα ή πλαίσια, θα είναι **συνεχή** χωρίς διακοπή από τα θεμέλια έως την άνω επιφάνεια του κτιρίου, ή, εάν υπάρχουν ζώνες εσοχών με διαφορετικά ύψη, έως την άνω επιφάνεια της σχετικής ζώνης του κτιρίου
- Η **δυσκαμψία και η μάζα** των επιμέρους ορόφων θα παραμένουν **σταθερές ή θα μειώνονται βαθμιαία**, χωρίς απότομες αλλαγές, από τη βάση προς την κορυφή ενός κτιρίου
- Σε κτίρια με **πλαισιωτό σύστημα** ο λόγος της πραγματικής αντοχής ορόφων προς την αντοχή που απαιτείται από την ανάλυση δεν πρέπει να διαφέρει δυσανάλογα μεταξύ συνεχόμενων ορόφων
- Όταν υπάρχουν **εσοχές**, ισχύουν οι ακόλουθες πρόσθετες συνθήκες:

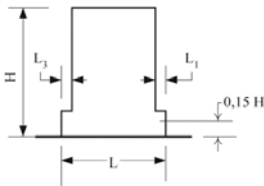


Κριτήρια κανονικότητας σε όψη...



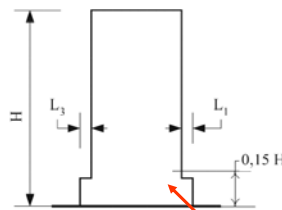
Criterion for (a): $\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,20$

(b) (setback occurs above 0,15H)



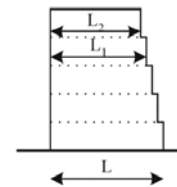
Criterion for (b): $\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,20$

(c) (setback occurs below 0,15H)



Criterion for (c): $\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,50$

d)



Criteria for (d): $\frac{L - L_2}{L} \leq 0,30$
 $\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,10$

Κεντρικός πυρήνας
να παραλαμβάνει
75% της τέμνουσας



Κριτήρια κανονικότητας σε όψη...



Κατάρρευση των πάνω ορόφων λόγω μείωσης της κάτοψης ή δυσκαμψίας
Δεξιά: Καλαμάτα (GR), 1986, Αριστερά: Kocaeli (TR) 1999 (Μιχάλης Φαρδής)



Προσομοίωμα του κτιρίου

- Το προσομοίωμα του κτιρίου
 - θα απεικονίζει επαρκώς την κατανομή της δυσκαμψίας και της μάζας
 - να αποδίδει την συμβολή των περιοχών κόμβων στην παραμορφωσιμότητα του κτιρίου
 - να λαμβάνει υπόψη τη συμβολή μη-φερόντων στοιχείων που μπορούν να επηρεάσουν την απόκριση του βασικού αντισεισμικού φορέα
- Όταν τα διαφράγματα δαπέδων του κτιρίου μπορούν να ληφθούν ως άκαμπτα μέσα στο επίπεδό τους, οι μάζες και οι ροπές αδρανείας κάθε δαπέδου μπορούν να συγκεντρωθούν στο κέντρο βάρους



Προσομοίωμα του κτιρίου...

- Η **δυσκαμψία των φερόντων στοιχείων** πρέπει, γενικά, να αποτιμάται λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες της ρηγματώσης. Τέτοια δυσκαμψία πρέπει να αντιστοιχεί στην έναρξη διαρροής του οπλισμού
 - Τα ελαστικά καμπτικά και διατμητικά χαρακτηριστικά δυσκαμψίας των στοιχείων από σκυρόδεμα και τοιχοποιία μπορούν να ληφθούν ίσα με το 50% της αντίστοιχης δυσκαμψίας των μη ρηγματωμένων στοιχείων
- **Τοιχοπληρώσεις** με σημαντική συμβολή στην οριζόντια δυσκαμψία και αντοχή του κτιρίου πρέπει να λαμβάνονται υπόψη
- Η **παραμορφωσιμότητα** της θεμελίωσης θα λαμβάνεται υπόψη στο προσομοίωμα, όταν ενδέχεται να έχει γενικά δυσμενή επιρροή στην απόκριση



Τυχηματικές Στρεπτικές επιδράσεις

- Προκειμένου να ληφθούν υπόψη αβεβαιότητες στη θέση των μαζών και στη χωρική μεταβολή της σεισμικής κίνησης, το υπολογιζόμενο κέντρο της μάζας σε κάθε όροφο θα θεωρείται ως μετατοπισμένο από την ονομαστική θέση του σε κάθε διεύθυνση κατά την ακόλουθη τυχηματική εκκεντρότητα

Τυχηματική εκκεντρότητα της μάζας του ορόφου i $e_i = \pm 0.05L_i$ Διάσταση κάτοψης ορόφου κάθετης στη διεύθυνση της σεισμικής δράσης

Για την περίπτωση μη-συμμετρικά διατεταγμένων τοιχοπληρώσεων $e_i = \pm 0.10L_i$



Τυχηματικές Στρεπτικές επιδράσεις...

- Μπορεί να ληφθεί υπόψη με:
 - Ελαστική στατική ανάλυση για στρεπτικές ροπές (περί κατακόρυφο άξονα) επί των μαζών (ορόφου ή επικομβίων) ίσες με τις οριζόντιες δυνάμεις της ελαστικής στατικής ανάλυσης επί $e_i=0.05L_i$ (με ίδιο πρόσημο σ'όλο το ύψος του κτιρίου)
 - Το αποτέλεσμα της ανάλυσης κατά την προηγούμενη παράγραφο επαλληλίζεται στο αντίστοιχο της ελαστικής ανάλυσης για την υπόψη οριζόντια σεισμική συνιστώσα (χωρίς τυχηματική εκκεντρότητα) από ελαστική φασματική ή στατική ανάλυση, με το πρόσημο του τελευταίου



Μέθοδοι υπολογισμού ιδιοπεριόδων

- Προκαταρκτική εκτίμηση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου ενός κτιρίου μπορεί να γίνει με εμπειρικές εξισώσεις
- Πιο ακριβείς εκτιμήσεις μπορούν να γίνουν με την επίλυση του προβλήματος ιδιομορφών για να υπολογιστούν οι ιδιοπεριόδοι και οι αντίστοιχες ιδιομορφές



Εμπειρικές μέθοδοι υπολογισμού ιδιοπεριόδων...

- Για κτίρια ύψους μέχρι 40m

$$T = C_t H^{0.75}$$

Υψος κτιρίου σε m, από τη θεμελίωση ή την οροφή άκαμπτου υπογείου

- 0,085 χαλύβδινα πλαίσια
- 0,075 πλαίσια οπλισμένου σκυροδέματος
- 0,075 χαλύβδινα πλαίσια με έκκεντρους δικτυωτούς συνδέσμους
- 0,050 όλα τα υπόλοιπα κτίρια



Εμπειρικές μέθοδοι υπολογισμού ιδιοπεριόδων ...

- Φορείς με τοιχώματα από σκυρόδεμα ή από τοιχοποιία

$$T = \frac{0.075}{\sqrt{A_c}} H^{0.75} = \frac{0.075}{\sqrt{\sum A_i \left(0.2 + \frac{l_{wi}}{H}\right)^2}} H^{0.75}$$

$\sqrt{A_c}$: Συνολική δρώσα επιφάνεια τοιχωμάτων στο ισόγειο σε m²
 $\sum A_i \left(0.2 + \frac{l_{wi}}{H}\right)^2$: Δρώσα επιφάνεια τοιχώματος i στο ισόγειο του κτιρίου στη διεύθυνση φόρτισης σε m²
 0.075 : Ύψος κτιρίου σε m, από τη θεμελίωση ή την οροφή άκαμπτου υπογείου
 $\left(0.2 + \frac{l_{wi}}{H}\right)^2$: Μήκος τοιχώματος i στη διεύθυνση φόρτισης

- Για όλα τα είδη κτιρίων

$$T = 2\sqrt{d}$$

Οριζόντια μετακίνηση (m) στην οροφή του κτιρίου λόγω οριζοντίων φορτίων βαρύτητας που εφαρμόζονται οριζόντια



Μέθοδοι υπολογισμού ιδιοπεριόδων

- Μέθοδος Rayleigh

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_i^N W_i \delta_i^2}{g \sum_i^N F_i \delta_i}}$$

$\sum_i^N W_i \delta_i^2$: Κατακόρυφο φορτίο ορόφου i
 δ_i : Οριζόντια μετακίνηση ορόφου i
 $\sum_i^N F_i \delta_i$: Φορτία με τριγωνική κατανομή



Κατακόρυφη συνιστώσα σεισμικής δράσης

- Σύμφωνα με τον EC8, η *Κατακόρυφη Συνιστώσα* της σεισμικής δράσης λαμβάνεται υπόψη για τα ακόλουθα δομήματα εάν $a_{gv} > 0.25 \text{ g}$:
 - Για οριζόντια ή σχεδόν οριζόντια μέλη ανοίγματος 20 m ή μεγαλύτερο
 - Για οριζόντια ή σχεδόν οριζόντιους προβόλους με μήκος μεγαλύτερο των 5 m
 - Για οριζόντια ή σχεδόν οριζόντια προεντεταμένα μέλη
 - Για δοκούς που φέρουν φυτευτά υποστυλώματα
 - Σε σεισμικά μονωμένα δομήματα



Μέθοδοι ανάλυσης

- Τα σεισμικά αποτελέσματα και τα αποτελέσματα των άλλων δράσεων που περιλαμβάνονται στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού μπορούν να υπολογιστούν με βάση **γραμμική-ελαστική συμπεριφορά** (linear-elastic behaviour)
- Η **μέθοδος αναφοράς** για τον υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης θα είναι η **ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης** (modal response spectrum analysis)



Μέθοδοι ανάλυσης ...

- Μπορούν να χρησιμοποιηθούν δύο τύποι γραμμικής-ελαστικής ανάλυσης (ανάλογα με τα χαρακτηριστικά του δομητικού συστήματος)
 - η "**μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης**" ("*lateral force method of analysis*") η οποία εφαρμόζεται υπό προϋποθέσεις
 - η "**ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης**" ("*modal response spectrum analysis*") η οποία μπορεί να εφαρμοστεί για όλους τους τύπους κτιρίων



Μέθοδοι ανάλυσης ...

- Εναλλακτικά της γραμμικής μεθόδου, μπορεί επίσης να χρησιμοποιηθεί μια μη γραμμική μέθοδος, όπως
 - **Μη-γραμμική στατική ανάλυση** (non-linear static, pushover analysis)
 - **Μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας** (non-linear time history (dynamic) analysis),
- Δεδομένου ότι
- Υπάρχει κατάλληλη τεκμηρίωση όσον αφορά τα σεισμικά δεδομένα, το προσομοίωμα που χρησιμοποιείται, την μέθοδο ερμηνείας των αποτελεσμάτων της ανάλυσης και των απαιτήσεων που πρέπει να καλυφθούν
 - Για τη μη-γραμμική στατική ανάλυση χωρίς σ , ο σχεδιασμός των μελών βασίζεται σε παραμορφώσεις των μελών (στροφές χορδής ή πλαστικής άρθρωσης)



Μέθοδος Ανάλυσης Οριζόντιας Φόρτισης

- Αυτός ο τύπος ανάλυσης μπορεί να εφαρμοστεί σε κτίρια η απόκριση των οποίων σε κάθε κύρια διεύθυνση δεν επηρεάζεται σημαντικά από τις συμβολές ιδιομορφών ταλάντωσης υψηλότερων από την θεμελιώδη ιδιομορφή
- Η πιο πάνω απαίτηση θεωρείται ότι ικανοποιείται σε κτίρια που ικανοποιούν τους ακόλουθους δύο όρους :
 - ικανοποιούν τα κριτήρια για κανονικότητα σε όψη
 - έχουν θεμελιώδεις περιόδους ταλάντωσης T_1 , στις δύο κύριες διευθύνσεις, μικρότερες από τις ακόλουθες τιμές

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0 \text{ s} \end{cases}$$

$T_C = 0.4, 0.5, 0.6, 0.8, 0.5$ για είδη εδάφους A, B, C, D, E, αντίστοιχα



Μέθοδος Ανάλυσης Οριζόντιας Φόρτισης ...

- Η σεισμική τέμνουσα δύναμη βάσης F_b , για κάθε οριζόντια διεύθυνση κατά την οποία μελετάται το κτίριο, θα καθορίζεται με χρήση της ακόλουθης έκφρασης

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

Τέμνουσα βάσης

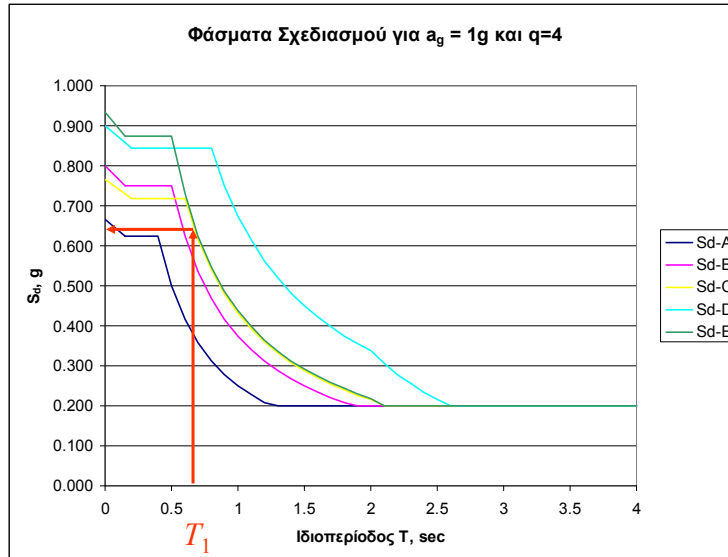
Συνολική μάζα

Τετμημένη του φάσματος σχεδιασμού T_1

Συντελεστής διόρθωσης
 $\lambda=0.85$ για $T_1 \leq 2T_C$ και
πέραν των 2 ορόφων
 $\lambda=1.00$ διαφορετικά



Μέθοδος Ανάλυσης Οριζόντιας Φόρτισης ...



Μέθοδος Ανάλυσης Οριζόντιας Φόρτισης ...

- Η κατανομή της τέμνουσας δύναμης βάσης, F_b , γίνεται χρησιμοποιώντας την πιο κάτω έκφραση

Μάζα στον όροφο i

Μετακίνηση της μάζας στη θεμελιώδη ιδιομορφή στους ορόφους i και j

$$F_i = \frac{m_i s_i}{\sum m_j s_j} F_b$$

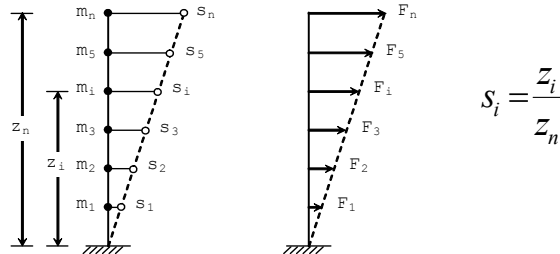
Οριζόντιο φορτίο στον όροφο i

Τέμνουσα δύναμη βάσης



Μέθοδος Ανάλυσης Οριζόντιας Φόρτισης ...

- Όταν η θεμελιώδης ιδιομορφή προσεγγίζεται από οριζόντιες μετακινήσεις που αυξάνονται γραμμικά με το ύψος και θέτοντας $S_n=1$



Η κατανομή των οριζοντίων δυνάμεων δίδεται από την έκφραση

$$F_i = \frac{m_i z_i}{\sum m_j z_j} F_b$$

Υψος της μάζας ορόφου πάνω από τη θεμελίωση, ή την οροφή άκαμπτου υπογείου



Μέθοδος Ανάλυσης Οριζόντιας Φόρτισης- Στρεπτικές επιδράσεις

- Εάν η οριζόντια δυσκαμψία και η μάζα έχουν συμμετρική κατανομή σε κάτοψη και εφόσον η τυχηματική εκκενρότητα δεν λαμβάνεται υπόψη με ακριβέστερη μέθοδο, οι τυχηματικές στρεπτικές επιδράσεις μπορούν να ληφθούν υπόψη πολλαπλασιάζοντας τα εντατικά μεγέθη και τις μετακινήσεις των επιμέρους φερόντων στοιχείων, επί συντελεστή δ

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e}$$

Απόσταση στοιχείου από το κέντρο μάζας

Απόσταση μεταξύ των δύο ακραίων φερόντων στοιχείων του συστήματος ανάληψης οριζόντιων φορτίων



Ιδιομορφική Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης – Γενικά

- Χρησιμοποιείται όταν οι συνθήκες χρήσης της Μεθόδου Οριζόντιας Φόρτισης δεν ικανοποιούνται
- Πρέπει να λαμβάνονται υπόψη όλες οι σημαντικές ιδιομορφές. Αυτό επιτυγχάνεται εάν μπορεί να αποδειχθεί ότι ικανοποιείται οποιοδήποτε από τα ακόλουθα:
 - Το άθροισμα των ενεργών ιδιομορφικών μαζών είναι μεγαλύτερο από το 90% της συνολικής μάζας
 - Λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με ενεργή ιδιομορφική μάζα μεγαλύτερη του 5% της συνολικής μάζας

Τα πιο πάνω πρέπει να ικανοποιούνται σε κάθε κατεύθυνση εφαρμογής σεισμικών φορτίων



Ιδιομορφική Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης – Γενικά...

- Εάν οι πιο πάνω συνθήκες δεν μπορούν να ικανοποιηθούν, λόγω μεγάλης συμμετοχής στρεπτικών ιδιομορφών, τότε και οι δύο πιο κάτω συνθήκες πρέπει να ικανοποιούνται

Αριθμός ιδιομορφών που πρέπει να ληφθούν υπόψη $k \geq 3 \cdot \sqrt{n}$ Αριθμός ορόφων και
Ιδιοπερίοδος της ιδιομορφής k $T_k \leq 0,20 \text{ s}$



Ιδιομορφική Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης – Γενικά...

- Π.χ. Για ένα τετραώροφο κτίριο
 - $n = 4$
 - $k = 3 \times 2 = 6$
 - Εάν η $T_6 < 0.20$ s τότε χρησιμοποιούμε 6 ιδιομορφές
 - Εάν όχι τότε αυξάνουμε τον αριθμό των ιδιομορφών k , μέχρι να βρούμε την ιδιομορφή που έχει ιδιοπερίοδο μικρότερη από 0.20 s



Ιδιομορφική Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης – Συνδυασμός ιδιομορφικών αποκρίσεων

- Εάν όλες οι ιδιομορφές είναι ανεξάρτητες η μία από την άλλη, δηλαδή
 $T_j \leq 0.9 T_i$ όπου $T_j < T_i$)
 - Ο συνδυασμός των ιδιομορφικών αποκρίσεων μπορεί να γίνει με τη μέθοδο της **Τετραγωνικής Ρίζας του Αθροίσματος των Τετραγώνων** (square root of the sum of the squares, SRSS)

Σεισμικό μέγεθος που εξετάζεται (ροπή, δύναμη μετακίνηση κλπ.) $\rightarrow E_E = \sqrt{\sum E_{E_i}^2}$ \leftarrow Σεισμικό μέγεθος που εξετάζεται της ιδιομορφής i

- Διαφορετικά χρησιμοποιούμε τον **Πλήρη Τετραγωνικό Συνδυασμό** (complete quadratic combination, CQC)



Ιδιομορφική Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης – Στρεπτικές επιδράσεις

- Όταν χρησιμοποιείται χωρικό προσομοίωμα για την ανάλυση, οι τυχηματικές στρεπτικές επιδράσεις μπορούν να καθοριστούν ως περιβάλλουσα των εντατικών μεγεθών στατικών φορτίσεων, που αποτελούνται από ομάδα στρεπτικών ροπών M_{ai} περί τον κατακόρυφο άξονα κάθε ορόφου i :

$$M_{ai} = \pm e_{ai} \cdot F_i$$

$$M_{ai} = \pm (0,05 \cdot L_i) \cdot F_i$$

οριζόντιο φορτίο που δρα στον όροφο i σε διεύθυνση κάθετη προς το e_{ai}

- Τα εντατικά μεγέθη των φορτίσεων πρέπει να λαμβάνονται υπόψη με θετικά και αρνητικά πρόσημα (το ίδιο πρόσημο για όλους τους ορόφους)



Ιδιομορφική Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης – Προτεινόμενη διαδικασία

- Ένα χωρικό σύστημα με διαφραγματική λειτουργία αναλύεται για τις ακόλουθες φορτίσεις

$$E_{wd} \Rightarrow \sum G_{k,j} \cdot \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{φορτία βαρύτητας}$$

Φάσμα σχεδιασμού (S_{dx}) για οριζόντια δράση
παράλληλη προς τον άξονα $x-x$ και μάζες στο
κέντρο βάρους των πατωμάτων

$$M_{ai} = \pm e_{ix} \cdot F_{ix}$$

φόρτιση $x-x$

Φάσμα σχεδιασμού (S_{dy}) για οριζόντια δράση
παράλληλη προς τον άξονα $y-y$ και μάζες στο
κέντρο βάρους των πατωμάτων

$$M_{ai} = \pm e_{iy} \cdot F_{iy}$$

φόρτιση $y-y$



Ιδιομορφική Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης – Προτεινόμενη διαδικασία ...

$$E_{wd} \Rightarrow \sum G_{k,j} \cdot \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \text{ φορτία βαρύτητας}$$

$$\left. \begin{aligned} E_o^x &\Rightarrow S_{dx} \cdot e_{ai,y} \cdot F_{ix} \\ E_u^x &\Rightarrow S_{dx} \cdot (-e_{ai,y}) \cdot F_{ix} \end{aligned} \right\} \text{φόρτιση } x - x$$

$$\left. \begin{aligned} E_r^y &\Rightarrow S_{dy} \cdot e_{ai,x} \cdot F_{iy} \\ E_l^y &\Rightarrow S_{dy} \cdot (-e_{ai,x}) \cdot F_{iy} \end{aligned} \right\} \text{φόρτιση } y - y$$



Συνδυασμός των αποτελεσμάτων των συνιστωσών της σεισμικής δράσης ...

- Οι συνιστώσες της σεισμικής δράσης (X, Y, Z) θεωρούνται ότι δρουν ταυτόχρονα
- Η απόκριση προς κάθε συνιστώσα θα αποτιμάται ξεχωριστά, χρησιμοποιώντας τους κανόνες συνδυασμού για τις ιδιομορφικές αποκρίσεις που δόθηκαν προηγουμένως
- Ο συνδυασμός των αποτελεσμάτων των οριζοντίων συνιστωσών της σεισμικής δράσης μπορεί να υπολογισθεί με δύο τρόπους
 - Υπολογίζοντας την SRSS των αποκρίσεων στις δύο κατευθύνσεις
 - Συνδυάζοντας τις δράσεις χρησιμοποιώντας πολλαπλασιαστικούς συντελεστές



Συνδυασμός χρησιμοποιώντας SRSS

- Η μέγιστη τιμή, E_{Edmax} , κάθε σεισμικού μεγέθους του δομήματος (M_{xx} , M_{yy} , M_{zz} , V_{zz} , V_{yy} , N ή μετακινήσεις) λόγω της ταυτόχρονης δράσης των συνιστωσών της σεισμικής δράσης μπορεί να υπολογισθεί

$$E_{Ed\ max} = \sqrt{E_{Edx}^2 + E_{Edy}^2}$$

- Αυτές οι μέγιστες τιμές δεν δρουν ταυτόχρονα, επομένως ο συνδυασμός τους και ταυτόχρονη χρήση τους για σχεδιασμό (e.g. M_{zz} , M_{yy} και N για τα υποστυλώματα) προκαλεί σφάλμα προς την πλευρά της ασφάλειας της τάξης του 15% με 35%
- Αξίζει να σημειωθεί ότι η πιο πάνω εξίσωση δίδει την μέγιστη αναμενόμενη τιμή ανεξάρτητα από την κατεύθυνση εφαρμογής του σεισμού σε σχέση με το σύστημα αντίστασης του δομήματος
- Οι πιο πάνω αποκρίσεις θα πρέπει να συνδυασθούν και με τα φορτία βαρύτητας

$$E_{wd} \Rightarrow \sum G_{k,j} \cdot \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{φορτία βαρύτητας}$$



Συνδυασμός χρησιμοποιώντας SRSS ...

- Λαμβάνοντας υπόψη το θετικό και αρνητικό πρόσημο, ο αριθμός των συνδυασμών θα πρέπει να είναι ίσος με

$$\lambda = 2^n$$

όπου n είναι ο αριθμός των σεισμικών μεγεθών που πρέπει να συνδυασθούν κατά τον σχεδιασμό.

Για τα υποστυλώματα $n = 3$ (M_{yy} , M_{zz} and N), επομένως ο αριθμός των συνδυασμών είναι 8 (όπου yy και zz είναι οι τοπικοί άξονες του υποστυλώματος)

- Αφού έχουμε 4 περιπτώσεις φόρτισης λόγω τυχηματικών εκκεντροτήτων, τότε

$$\lambda = 4 \times 2^n$$

Επομένως για το σχεδιασμό ενός υποστυλώματος χρειάζονται 32 συνδυασμοί φόρτισης



Συνδυασμός χρησιμοποιώντας SRSS ...

- Συνδυάζοντας με τα φορτία βαρύτητας, παίρνουμε τους ακόλουθους 8 συνδυασμούς για κάθε περίπτωση φόρτισης (I και II να αντιστοιχούν στα πρόσημα + και -)

$$E_{d1} = E_{wd} \pm \sqrt{(E_u^x)^2 + (E_r^y)^2} = \begin{cases} E_{d1,I} \\ E_{d1,II} \end{cases}$$

$$E_{d2} = E_{wd} \pm \sqrt{(E_u^x)^2 + (E_l^y)^2} = \begin{cases} E_{d2,I} \\ E_{d2,II} \end{cases}$$

$$E_{d3} = E_{wd} \pm \sqrt{(E_o^x)^2 + (E_r^y)^2} = \begin{cases} E_{d3,I} \\ E_{d3,II} \end{cases}$$

$$E_{d4} = E_{wd} \pm \sqrt{(E_o^x)^2 + (E_l^y)^2} = \begin{cases} E_{d4,I} \\ E_{d4,II} \end{cases}$$

- Εάν εξετάσουμε την πρώτη περίπτωση φόρτισης παίρνουμε, για κάθε ένα από τα μεγέθη που χρειάζονται για τον σχεδιασμό υποστυλωμάτων τα ακόλουθα (όπου yy και zz είναι οι τοπικοί άξονες του υποστυλώματος)

$$M_{d1,yy} = \begin{cases} M_{d1,lyy} \\ M_{d1,Ilyy} \end{cases} \quad M_{Ed1,zz} = \begin{cases} M_{d1,Izz} \\ M_{d1,IIzz} \end{cases} \quad N_{Ed1} = \begin{cases} N_{d1,I} \\ N_{d1,II} \end{cases}$$



Συνδυασμός χρησιμοποιώντας SRSS ...

- Οι συνδυασμοί που θα προκύψουν για την πρώτη περίπτωση φόρτισης είναι οι ακόλουθοι 8 (αφού έχουμε ακόμα 3 περιπτώσεις φόρτισης τότε ο συνολικός αριθμός είναι 32)

$$M_{Ed1,lyy} + M_{Ed1,Izz} + N_{Ed1,I}$$

$$M_{Ed1,Ilyy} + M_{Ed1,Izz} + N_{Ed1,II}$$

$$M_{d1,lyy} + M_{d1,IIzz} + N_{d1,I}$$

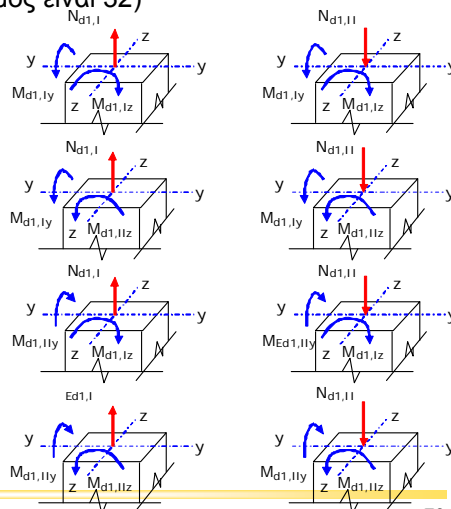
$$M_{d1,Ilyy} + M_{d1,IIzz} + N_{d1,II}$$

$$M_{d1,IIyy} + M_{d1,Izz} + N_{d1,I}$$

$$M_{d1,IIlyy} + M_{d1,Izz} + N_{d1,II}$$

$$M_{d1,IIyy} + M_{d1,IIzz} + N_{d1,I}$$

$$M_{d1,IIlyy} + M_{d1,IIzz} + N_{d1,II}$$





Συνδυασμός χρησιμοποιώντας συντελεστές

- Σύμφωνα με τον EC8 επιτρέπεται, εναλλακτικά, να υπολογισθούν τα σεισμικά μεγέθη λόγω της ταυτόχρονης εφαρμογής των συνιστωσών της σεισμικής δράσης με τις ακόλουθες εξισώσεις

$$E_{Ed \max} = \begin{cases} E_{Edx} '+' 0.3E_{Edy} \\ 0.3E_{Edx} '+' E_{Edy} \end{cases}$$

Όπου

E_{Edx} είναι τα εντατικά μεγέθη ή μετακινήσεις που προκύπτουν από την εφαρμογή της σεισμικής δράσης κατά τον άξονα x

E_{Edy} είναι τα εντατικά μεγέθη ή μετακινήσεις που προκύπτουν από την εφαρμογή της σεισμικής δράσης κατά τον άξονα y

'+' σημαίνει «να συνδυαστεί με»

- Αυτή η μέθοδος παρουσιάζει υπερεκτίμηση των μεγεθών της τάξης του 9% και υποεκτίμηση της τάξης του 8%



Συνδυασμός χρησιμοποιώντας συντελεστές ...

- Οι συνδυασμοί φορτίσεων που πρέπει να ληφθούν υπόψη είναι

$$\lambda = 2 \times 2^c$$

όπου c είναι ο αριθμός των ανεξάρτητων συνιστωσών σεισμικής δράσης. Για την περίπτωση συνιστωσών κατά x και y, c=2 και επομένως λ=8

- Λόγω των τεσσάρων τυχηματικών εκκεντροτήτων η πιο πάνω εξίσωση γίνεται

$$\lambda = 4 \times 2 \times 2^c$$

- Για την περίπτωση δύο συνιστωσών, το c=2 και επομένως το λ = 32



Συνδυασμός χρησιμοποιώντας συντελεστές ...

- Στην περίπτωση που χρειάζονται μόνο δύο εντατικά μεγέθη (δηλ. $M_{d,y}$ και N_d σε ένα τοίχωμα οπλισμένου σκυροδέματος, όπου y είναι ο τοπικός άξονας του μέλους) και λαμβάνοντας υπόψη μόνο μία από τις 4 περιπτώσεις φόρτισης λόγω εκκεντροτήτων, προκύπτουν οι εξής 8 συνδυασμοί, όπου $M_{wd,y}$ και N_{wd} είναι τα εντατικά μεγέθη από τα φορτία βαρύτητας:

$$\begin{aligned} M_{d1,y} &= M_{wd,y} + M_{Edx,y} + 0.30M_{Edy,y} & N_{d1} &= N_{wd} + N_{Edx} + 0.30N_{Edy} \\ M_{d2,y} &= M_{wd,y} + M_{Edx,y} - 0.30M_{Edy,y} & N_{d2} &= N_{wd} + N_{Edx} - 0.30N_{Edy} \\ M_{d3,y} &= M_{wd,y} - M_{Edx,y} + 0.30M_{Edy,y} & N_{d3} &= N_{wd} - N_{Edx} + 0.30N_{Edy} \\ M_{d4,y} &= M_{wd,y} - M_{Edx,y} - 0.30M_{Edy,y} & N_{d4} &= N_{wd} - N_{Edx} - 0.30N_{Edy} \\ M_{d5,y} &= M_{wd,y} + 0.30M_{Edx,y} + M_{Edy,y} & N_{d5} &= N_{wd} + 0.30N_{Edx} + N_{Edy} \\ M_{d6,y} &= M_{wd,y} + 0.30M_{Edx,y} - M_{Edy,y} & N_{d6} &= N_{wd} + 0.30N_{Edx} - N_{Edy} \\ M_{d7,y} &= M_{wd,y} - 0.30M_{Edx,y} + M_{Edy,y} & N_{d7} &= N_{wd} - 0.30N_{Edx} + N_{Edy} \\ M_{d8,y} &= M_{wd,y} - 0.30M_{Edx,y} - M_{Edy,y} & N_{d8} &= N_{wd} - 0.30N_{Edx} - N_{Edy} \end{aligned}$$



Υπολογισμός μετακινήσεων

- Εάν γίνεται γραμμική ανάλυση, οι μετακινήσεις που προκαλούνται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού, d_s , θα υπολογίζονται βάσει των ελαστικών παραμορφώσεων του στατικού συστήματος, d_e , με τη βοήθεια της ακόλουθης απλουστευμένης έκφρασης:

$$d_s = q_d \cdot d_e$$

q_d είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς μετακίνησης, που λαμβάνεται ίσος με τον q εκτός αν ορίζεται διαφορετικά. Γενικά ο q_d είναι μεγαλύτερος από τον q εάν η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του φορέα είναι μικρότερη από τον T_C .



Οριακή κατάσταση αστοχίας

- Η απαίτηση μη-κατάρρευσης (οριακή κατάσταση αστοχίας) υπό την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού θεωρείται ότι ικανοποιείται εάν πληρούνται οι ακόλουθες συνθήκες σχετικά με την αντοχή, την πλαστιμότητα, την ισορροπία, την ευστάθεια θεμελίωσης και τους σεισμικούς αρμούς. Εδώ παρουσιάζονται οι εξής διατάξεις
- Αντοχή

$$E_d \leq R_d$$

- E_d είναι η τιμή σχεδιασμού εντατικού μεγέθους, λόγω της σεισμικής κατάστασης σχεδιασμού που περιλαμβάνει, εάν είναι αναγκαίο, αποτελέσματα δευτέρας τάξεως
- R_d είναι η αντίστοιχη αντοχή σχεδιασμού του στοιχείου, που υπολογίζεται σύμφωνα με ειδικούς κανόνες για το χρησιμοποιούμενο υλικό

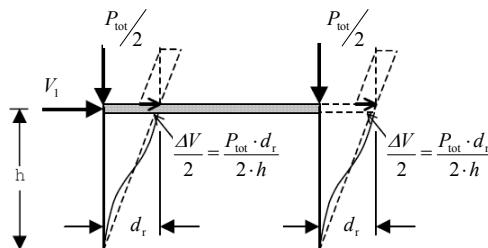


Φαινόμενα 2^{ης} τάξης

- Όταν το δόμημα υφίσταται πλευρική μετακίνηση τότε το φορτίο βαρύτητας, P_{tot} , που είναι το φορτίο στον και πάνω από τον υπό εξέταση, μπορεί να αναλυθεί σε μια οριζόντια δύναμη και σε μια κατά μήκος του παραμορφωμένου μέλους, όπως φαίνεται στο σχήμα
- Από τη γεωμετρία η οριζόντια δύναμη, ΔV , είναι ίση με

$$\Delta V = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{h}$$

Τιμή σχεδιασμού
σχετικής μετακίνησης
ορόφου





Φαινόμενα 2^{ης} τάξης ...

- Διαιρώντας με τη συνολική τέμνουσα δύναμη βάσης, V ,

$$\theta = \frac{\Delta V}{V} = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V \cdot h}$$

- Δεν χρειάζεται να ληφθούν υπόψη φαινόμενα 2^{ης} τάξης εάν

$$\theta \leq 0.10$$

- Τα φαινόμενα δεύτερης τάξης μπορούν να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά πολλαπλασιάζοντας τα αντίστοιχα σεισμικά εντατικά μεγέθη και μετακινήσεις με συντελεστή ίσο $1/(1 - \theta)$, εάν

$$0.10 < \theta \leq 0.20$$

- Η τιμή του θ δεν πρέπει να ξεπεράσει το 0.30

$$\theta \leq 0.30$$



Περιορισμός σχετικής μετακίνησης ορόφων για περιορισμό βλαβών

- Σεισμική δράση για περιορισμό βλαβών:
 - σε κτίρια συνήθους σημασίας: 10%/10 χρ. - Μέση περίοδος επανάληψης 95chr. ~50% Σεισμικής δράσης σχεδιασμού (475chr.)
- Εναλλακτικά χρησιμοποιούμε το d_r για 475 χρόνια πολλαπλασιασμένο με ν ίσο με
 - 0.5 για τάξη σπουδαιότητας I και II
 - 0.4 για τάξη σπουδαιότητας III και IV



Περιορισμός σχετικής μετακίνησης ορόφων για περιορισμό βλαβών...

- Σχετική μετακίνηση ορόφων περιορίζεται σε:
 - $d_r \nu < 0.5\% h$, για ψαθυρά μη-φέροντα στοιχεία που συνδέονται με το φορέα,
 - $d_r \nu < 0.75\% h$, για πλάστιμα μη-φέροντα στοιχεία που συνδέονται με το φορέα,
 - $d_r \nu < 1\% h$, αν τα μη-φέροντα στοιχεία δεν επηρεάζονται από τη σεισμική απόκριση (π.χ. δεν συνδέονται με το φορέα) ή αν δεν υπάρχουν.
- Σε πλαίσιακούς φορείς, ο περιορισμός της σχετικής μετακίνησης ορόφων καθορίζει τις διαστάσεις των διατομών



Οι βασικές επιλογές για το σχεδιασμό

1. Σχεδιασμός χωρίς κατανάλωση μηχανικής ενέργειας & πλαστιμότητα (Κατηγορία Πλαστιμότητας Χαμηλή, ΚΠ Χ)
 - $q \leq 1.5$ Λόγω υπεραντοχής - Σχεδιασμός κατά ΕΚ2 - ΕΚ7
 - Μόνο για: Χαμηλή σεισμικότητα (Επιτάχ. σχεδιασμού στο βράχο $\leq 0.08g$) & Ανωδομή σεισμικά μονωμένων κτιρίων
 - Στην Κύπρο για φορείς σκυροδέματος επιτρέπεται μόνο για κτίρια Σπουδαιότητας I



Οι βασικές επιλογές για το σχεδιασμό

2. Σχεδιασμός για κατανάλωση ενέργειας & πλαστιμότητα ($q > 1.5$)
 - Γενική πλαστιμότητα:
 - Το κτίριο θα παραμείνει ευθύγραμμο καθύψως πάνω από τη βάση, μέσω τοιχωμάτων, διαγωνίων συνδέσμων ή ισχυρών πλαισίων ($\Sigma MR_c > 1.3 \Sigma MR_b$):
 - Διασπορά κατανάλωσης ενέργειας σ' όλο το φορέα,
 - Αποφυγή μαλακού ορόφου.
 - Τοπική πλαστιμότητα:
 - Διαμόρφωση περιοχών όπου θα καταναλωθεί η μηχανική ενέργεια ώστε να διαθέτουν την πλαστιμότητα που αντιστοιχεί στην τιμή του q που χρησιμοποιείται στο σχεδιασμό
 - Αποφυγή ψαθυρών αστοχιών μέσω ικανοτικού σχεδιασμού.
 - Ικανοτικός σχεδιασμός θεμελίωσης & στοιχείων θεμελίωσης:
 - Με βάση την υπεραντοχή πλαστικών στοιχείων της ανωδομής.
 - Εναλλακτικά: Διαστασιολόγηση & κατασκευαστική διαμόρφωση στοιχείων θεμελίωσης για πλαστιμότητα



Σχεδιασμός για κατανάλωση ενέργειας & πλαστιμότητα

- Δυο **Κατηγορίες Πλαστιμότητας** (ΚΠ) φορέων που σχεδιάζονται για πλαστιμότητα & κατανάλωση ενέργειας ($q > 1.5$):
 - **Υψηλή** (Υ):
 - γενικώς $q > 4$
 - **Μέση** (Μ):
 - $1.5 < q < 4$ και
 - ποσοτικά χαλαρότεροι κανόνες τοπικής πλαστιμότητας & υλικών (ολκιμότητας χάλυβα)



Αντοχή θεμελιώσεων

- Τα (σεισμικά) εντατικά μεγέθη για τα στοιχεία θεμελίωσης θα υπολογίζονται βάσει αποτιμήσεων ικανοτικού σχεδιασμού που λαμβάνουν υπόψη την ανάπτυξη πιθανής υπεραντοχής
- Για θεμελιώσεις μεμονωμένων κατακόρυφων στοιχείων (τοιχώματα ή υποστυλώματα), το πιο πάνω ικανοποιείται εάν οι τιμές σχεδιασμού των εντατικών μεγεθών E_{Fd} στην θεμελίωση υπολογίζονται ως εξής:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \Omega E_{F,E}$$



Αντοχή θεμελιώσεων...

- γ_{Rd} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής, που λαμβάνεται σαν ίσος με 1,0 για $q < 3$, ή 1,2 για κάθε άλλη περίπτωση
- $E_{F,G}$ είναι τα εντατικά μεγέθη που οφείλονται στις μη-σεισμικές δράσεις και $E_{F,E}$ είναι τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από την ανάλυση της σεισμικής δράσης σχεδιασμού, και
- Ω είναι ο λόγος $R_{di} / E_{di} \leq q$ όπου
 - R_{di} η αντοχή σχεδιασμού της πλαστικής ζώνης (άρθρωσης) του στοιχείου που καθορίζει το μέγεθος σχεδιασμού
 - E_{di} το αντίστοιχο εντατικό μέγεθος από την ελαστική ανάλυση
- Για πέλδρα υποστυλωμάτων ή τοιχωμάτων, R_{di}/E_{di} είναι η ελαστική τιμή του
 - M_{Rd}/M_{Ed} στις δύο κύριες οριζόντιες διευθύνσεις στην κατώτατη διάτομή του κατακόρυφου στοιχείου όπως σχηματίζεται πλαστική άρθρωση στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού,
 - Για από κοινού θεμελίωση περισσοτέρων στοιχείων: $\gamma_{Rd}(R_{di}/E_{di}) = 1.4$.



Μέρος 1 Ευρωκώδικα 8 (EN1998-1:2004)

“Γενικοί Κανόνες, Σεισμικές Δράσεις, Κανόνες Για Κτίρια”

1. Γενικά
2. Απαιτήσεις Επιτελεστικότητας & Κριτήρια Συμμόρφωσης
3. Εδαφικές Συνθήκες & Σεισμικές Δράσεις
4. Σχεδιασμός Κτιρίων
5. **Ειδικό Κανόνες για Κτίρια Σκυροδέματος**
6. Ειδικό Κανόνες για Σιδηρά Κτίρια
7. Ειδικό Κανόνες για Σύμμικτα Κτίρια (Χάλυβα-σκυροδέματος)
8. Ειδικό Κανόνες για Ξύλινα Κτίρια
10. Ειδικό Κανόνες για Κτίρια από Τοιχοποιία
11. Σεισμική Μόνωση



Τύποι δομητικών συστημάτων

- **Σύστημα Τοιχωμάτων** (Wall system) :
 - Τοιχώματα αναλαμβάνουν της σεισμικής τέμνουσας βάσης $> 65\%$ της V_{base} .
- **Πλαισιακό σύστημα** (Frame system):
 - Πλαίσια αναλαμβάνουν $> 65\%$ της V_{base} .
- **Διπλό σύστημα** (Dual system):
 - **Διπλό σύστημα ισοδύναμο με πλαισιακό** (Frame-equivalent dual system):
 - Πλαίσια αναλαμβάνουν μεταξύ 50 % και 65% της V_{base} .
 - **Διπλό σύστημα ισοδύναμο με σύστημα τοιχωμάτων** (Wall-equivalent dual system):
 - Τοιχώματα αναλαμβάνουν μεταξύ 50 % και 65% της V_{base} .



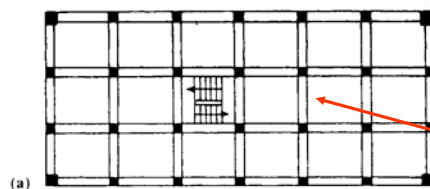
Τύποι δομητικών συστημάτων...

- **Στρεπτικά εύκαμπτο σύστημα (Torsionally flexible system):**

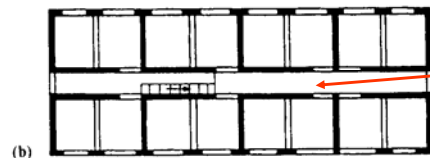
Διπλό σύστημα ή σύστημα τοιχωμάτων που δεν διαθέτει μια ελάχιστη τιμή στρεπτικής δυσκαμψίας (βλέπε EC8 5.2.2.1(4)P και (6))

- **Σύστημα ανεστραμμένου εκκρεμούς (Inverted pendulum system):**

Σύστημα στο οποίο 50% ή περισσότερο της μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους του φορέα, ή στο οποίο η απόδοση ενέργειας λαμβάνει χώρα κυρίως στην βάση ενός μεμονωμένου κτιριακού στοιχείου



Πλαισιωτό Σύστημα
(Frame System)



Σύστημα Τοιχωμάτων
(Wall System)



Διπλό σύστημα
ισοδύναμο προς
πλαισιωτό
(Frame Equivalent
dual system)



Συντελεστής συμπεριφοράς

Συντελεστής
Συμπεριφοράς

$$q = q_o k_w \geq 1,5$$

Βασική τιμή του συντελεστή
συμπεριφοράς για κτίρια κανονικά
σε όψη

Συντελεστής που υποδηλώνει
την προέχουσα μορφή
αστοχίας

$k_w = 1.0$ πλαισιωτά και
ισοδύναμα πλαισιωτά
διπλά συστήματα
μεταξύ 0.5 και 1 για τα
υπόλοιπα

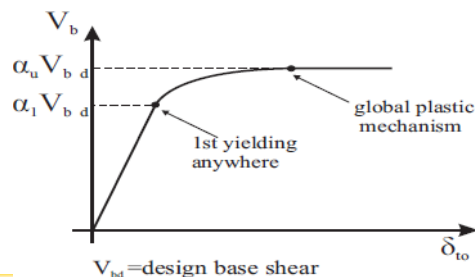
ΤΥΠΟΣ ΣΤΑΤΙΚΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ	ΚΠΜ	ΚΠΥ
Πλαισιωτό σύστημα, διπλό σύστημα, σύστημα συζευγμένων τοιχωμάτων	$3,0\alpha_u/\alpha_1$	$4,5\alpha_u/\alpha_1$
Σύστημα ασύζευκτων τοιχωμάτων	3,0	$4,0\alpha_u/\alpha_1$
Στρεπτικά εύκαμπτο σύστημα	2,0	3,0
Σύστημα ανεστραμμένου εκκρεμούς	1,5	2,0

Όλες οι πιο πάνω τιμές θα πρέπει να πολλαπλασιαστούν με 0.80 για κτίρια μη-κανονικά σε όψη



Συντελεστής συμπεριφοράς...

- Ο συντελεστής $\alpha_u/\alpha_1 < 1.5$ στο συντελεστή συμπεριφοράς εξαρτάται από την
 - Υπερστατικότητα
 - Υπεραντοχή του συστήματος
- Συνήθως υπολογίζεται από την ανελαστική στατική ανάλυση του φορέα
 - $\alpha_u V_{bd}$ σεισμική δράση κατά τη δημιουργία γενικού πλαστικού μηχανισμού
 - $\alpha_1 V_{bd}$ σεισμική δράση κατά τη δημιουργία της πρώτης πλαστικής άρθρωσης





Συντελεστής συμπεριφοράς...

- Προτεινόμενες τιμές για κτίρια κανονικά σε κάτοψη $1.0 < \alpha_d/\alpha_1 < 1.3$
 - = 1.0 για:
σύστημα τοιχωμάτων με μόνο 2 ασύζευκτα τοιχώματα για κάθε οριζόντια κατεύθυνση
 - = 1.1 για:
μονώροφα πλαισιωτά ή ισοδύναμα πλαισιωτά διπλά συστήματα, και σύστημα τοιχωμάτων με > 2 ασύζευκτα τοιχώματα για κάθε οριζόντια κατεύθυνση
 - = 1.2 για:
πολύροφα δίστυλα πλαισιωτά κτίρια, ισοδύναμα προς τοιχώματα διπλά συστήματα ή συστήματα συζευγμένα τοιχώματα
 - = 1.3 για:
πολύροφα πολύστυλα πλαισιωτά κτίρια ή ισοδύναμα προς αυτά διπλά συστήματα
- Για κτίρια μη-κανονικά σε κάτοψη: μέση τιμή μεταξύ τιμής για κανονικά και 1.0

Ενημερωτικό Σεμινάριο EC 2, EC7, EC8
Κρίστης Χρυσσοστόμου

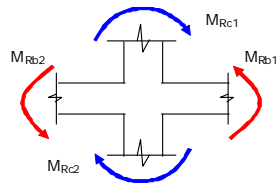
99



Ικανοτικός σχεδιασμός υποστυλωμάτων σε κάμψη

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb}$$

- $\sum M_{Rc}$ είναι το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων που συμβάλλουν στον κόμβο
- $\sum M_{Rb}$ είναι το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των δοκών που συμβάλλουν στον κόμβο



$$M_{Rc1} + M_{Rc2} \geq 1,3(M_{Rb1} + M_{Rb2})$$

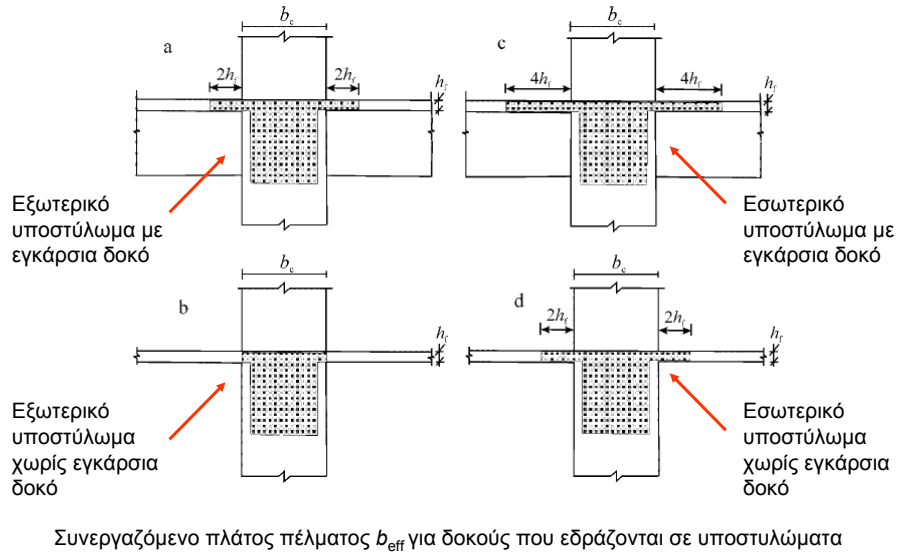
- Απαλλαγή
 - αν στην υπόψη οριζόντια διεύθυνση $> 50\%$ της σεισμικής τέμνουσας βάσης αναλαμβάνεται από τοιχώματα
 - σε διώροφα ή
 - στον ανώτερο όροφο κτιρίων

Ενημερωτικό Σεμινάριο EC 2, EC7, EC8
Κρίστης Χρυσσοστόμου

100



Συνυπολογισμός οπλισμού πλάκας για την αντοχή δοκού σε αρνητική κάμψη



Ενημερωτικό Σεμινάριο EC 2, EC7, EC8
Κρίστης Χρυσσοστόμου

101



Υλικά για κύρια σεισμικά μέλη

Κατηγορία Πλαστιμότητας	ΚΠΧ	ΚΠΜ	ΚΠΥ
Κατηγορία σκυροδέματος	Δεν υπάρχει όριο	$\geq C16/20$	$\geq C16/20$
Κατηγορία Χάλυβα σύμφωνα με EN 1992-1-1, Πιν. C1	B ή C	B ή C	C μόνο
Διαμήκειες ράβδοι	-	Μόνο μη-λείες	Μόνο μη-λείες
Υπεραντοχή χάλυβα	Δεν υπάρχει όριο	Δεν υπάρχει όριο	$f_{yk,95\%} < 1.25f_{yk}$

Ενημερωτικό Σεμινάριο EC 2, EC7, EC8
Κρίστης Χρυσσοστόμου

102



Περιορισμοί στην Κατηγορία Πλαστιμότητας (ΚΠ)

- ΚΠ Χ (Χαμηλή)
 - Επιτρέπεται μόνο για κτίρια Σπουδαιότητας I
- ΚΠ Υ (Υψηλή)
 - Προτείνεται για κτίρια Σπουδαιότητας IV



Διαμόρφωση οπλισμού στις περιοχές πλαστικών αρθρώσεων για συντελεστές πλαστιμότητας καμπυλότητας, μ_ϕ , συμβατούς με τους συντελεστές συμπεριφοράς q

- $\mu_\phi = 2q_0 - 1$ εάν $T_1 \geq T_c$
- $\mu_\phi = 1 + 2(q_0 - 1)T_c / T_1$ εάν $T_1 < T_c$
 - T_1 : θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου,
 - T_c : T που ορίζει το ανώτατο όριο της περιοχής σταθερής επιτάχυνσης του φάσματος
 - q_0 : βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς (πολλαπλασιάζεται με M_{Ed}/M_{Rd} στη βάση τοιχωμάτων).
- Για χάλυβα κατηγορίας B (ϵ_u : 5-7.5%, f_t/f_y : 1.08-1.15) η απαίτηση σε μ_ϕ πρέπει να αυξηθεί κατά 50%



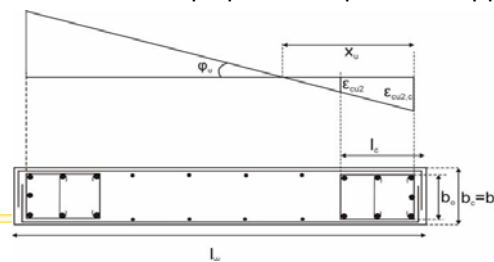
Τρόποι ικανοποίησης των απαιτήσεων σε μ_ϕ στις πλαστικές αρθρώσεις

- Μέλη με αξονικά φορτία και συμμετρικό οπλισμό, $\omega = \omega'$ (υποστυλώματα, πλάστιμα τοιχώματα):

- Οπλισμός περίσφυξης (confining reinforcement)

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\phi (v_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b} - 0,035$$

- α : συντελεστής αποτελεσματικότητας της περίσφυξης, ίσος με $\alpha = \alpha_n \times \alpha_s$
 - $v_d = N_d / b_c h$; $\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$;
 - b_c : πλάτος θλιβόμενης ζώνης; b_o : πλάτος περισφυγμένου πυρήνα;
 - ω_v : μηχανικό ποσοστό του κατακόρυφου οπλισμού του κορμού $= \rho_v f_{yd,v} / f_{cd}$



Τρόποι ικανοποίησης των απαιτήσεων σε μ_ϕ στις πλαστικές αρθρώσεις

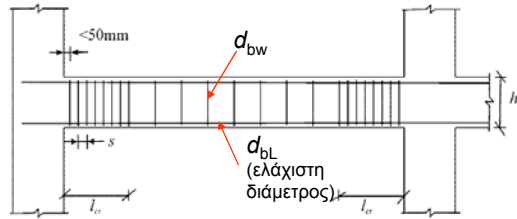
- Υποστυλώματα που ικανοποιούν τον κανόνα ισχυρό υποστυλώμα/ασθενής δοκός ($\Sigma M_{RC} > 1.3 \Sigma M_{RB}$), διαμορφώνονται με πλήρη οπλισμό περίσφυξης μόνο στη βάση του κτιρίου
 - Ισχυρά υποστυλώματα ΚΠΥ ($\Sigma M_{RC} > 1.3 \Sigma M_{RB}$) διαμορφώνονται με οπλισμό περίσφυξης που αντιστοιχεί στα 2/3 του μ_ϕ σε όλα τους τα άκρα πάνω από τη βάση
- Μέλη χωρίς αξονικό φορτίο και με ασύμμετρα διαμορφωμένο οπλισμό (δοκοί):

- Μέγιστο ποσοστό εφελκυόμενου οπλισμού:

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\phi} \cdot \frac{f_{cd}}{\varepsilon_{sy,d} \cdot f_{yd}}$$

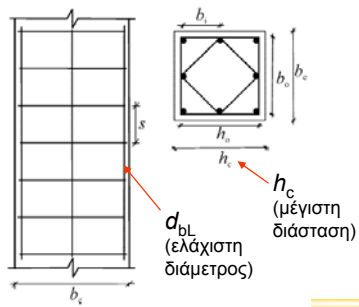


Κρίσιμες Περιοχές



ΚΠΜ: $l_{cr} = h_w$
 $s = \min\{h_w/4; 24d_{bw}; 225; 8d_{bL}\}$

ΚΠΥ: $l_{cr} = 1.5 h_w$
 $s = \min\{h_w/4; 24d_{bw}; 175; 6d_{bL}\}$



ΚΠΜ: $l_{cr} = \max\{h_c; l_{cl}/6; 450\}$
 $s = \min\{b_o/2; 175; 8d_{bL}\}$

ΚΠΥ: $l_{cr} = \max\{1.5h_c; l_{cl}/6; 600\}$
 $s = \min\{b_o/3; 125; 6d_{bL}\}$

Ενημερωτικό Σεμινάριο EC 2, EC7, EC8
Κρίστης Χρυσοστόμου

107



*Ικανοτικός Σχεδιασμός Μελών για
αποφυγή της αστοχίας σε τέμνουσα*

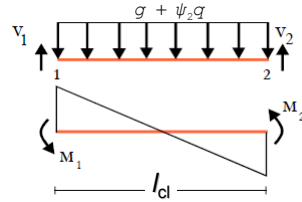


I. Δοκοί

- Ισορροπία δυνάμεων και ροπών σε μια δοκό

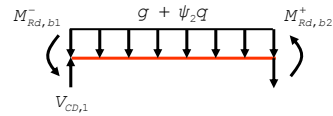
$$V_1 = V_{g+\psi_2 q,1} + \frac{M_2 + M_1}{l_{cl}}$$

$$V_2 = V_{g+\psi_2 q,2} - \frac{M_2 + M_1}{l_{cl}}$$

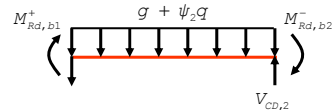


- Ικανοτικές τέμνουσες σχεδιασμού σε δοκούς ασθενέστερες από τα υποστυλώματα

$$V_{CD,1} = V_{g+\psi_2 q,1} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,b1}^- + M_{Rd,b2}^+}{l_{cl}}$$

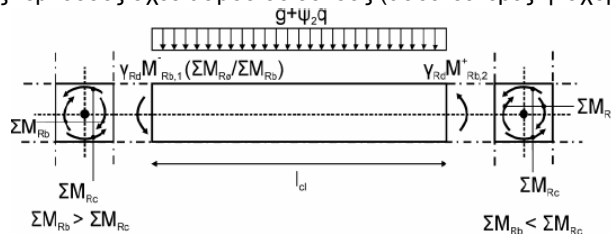


$$V_{CD,2} = V_{g+\psi_2 q,2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,b1}^+ + M_{Rd,b2}^-}{l_{cl}}$$



I. Δοκοί...

- Ικανοτικές τέμνουσες σχεδιασμού σε δοκούς (ασθενέστερες ή ισχυρότερες)



$$\max V_{i,d}(x) = V_{g+\psi_2 q,0}(x) + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,bi}^- \min\left(1; \frac{\sum M_{Rd,c}}{\sum M_{Rd,b}_i}\right) + M_{Rd,bj}^+ \min\left(1; \frac{\sum M_{Rd,c}}{\sum M_{Rd,b}_j}\right)}{l_{cl}}$$

$$\min V_{i,d}(x) = V_{g+\psi_2 q,0}(x) - \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,bi}^+ \min\left(1; \frac{\sum M_{Rd,c}}{\sum M_{Rd,b}_i}\right) + M_{Rd,bj}^- \min\left(1; \frac{\sum M_{Rd,c}}{\sum M_{Rd,b}_j}\right)}{l_{cl}}$$

- Στην ΚΠΜ: $\gamma_{Rd} = 1.0$
- Στην ΚΠΥ: $\gamma_{Rd} = 1.2$ και η αντιστροφή της τέμνουσας λαμβάνεται υπόψη $\zeta_i = \frac{\min V_{i,d}(x)}{\max V_{i,d}(x)}$



I. Δοκοί...

- γ_{Rd} είναι συντελεστής που εκφράζει την πιθανή υπεραντοχή λόγω σκλήρυνσης υπό παραμόρφωση του χάλυβα, η οποία στην περίπτωση των δοκών ΚΠΜ μπορεί να ληφθεί ως ίσος με 1,0.
- $M_{Rdb,i}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής αντοχής στο άκρο i στην φορά της σεισμικής ροπής κάμψης που αντιστοιχεί στην εξεταζόμενη φορά της σεισμικής δράσης.
- $\Sigma M_{Rd,c}$ και $\Sigma M_{Rd,b}$ είναι το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων και το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των δοκών που συνδέονται μονολιθικά στον κόμβο, αντίστοιχα. Η τιμή του $\Sigma M_{Rd,c}$ πρέπει να αντιστοιχεί στην αξονική δύναμη ή δυνάμεις του υποστυλώματος στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού για την εξεταζόμενη φορά της σεισμικής δράσης.
- $V_{g+\psi q,0}$ είναι η τέμνουσα λόγω του κατακόρυφου φορτίου που εφαρμόζεται στη σεισμική δράση με τη δοκό να θεωρείται αμφιέριστη

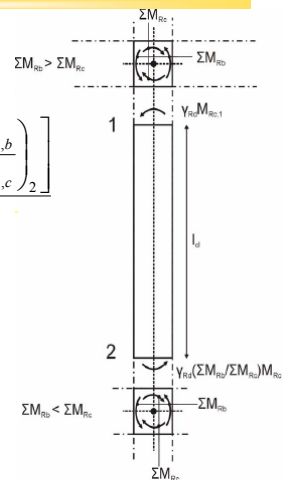


II. Υποστυλώματα

- Ικανοτικές τέμνουσες σχεδιασμού σε (ασθενέστερα ή ισχυρότερα) υποστυλώματα

$$V_{CD,c} = \gamma_{Rd} \frac{\left[M_{Rd,c1} \min\left(1; \frac{\Sigma M_{Rd,b}}{\Sigma M_{Rd,c}}\right)_1 + M_{Rd,c2} \min\left(1; \frac{\Sigma M_{Rd,b}}{\Sigma M_{Rd,c}}\right)_2 \right]}{l_{cl}}$$

- Στην ΚΠΜ: $\gamma_{Rd} = 1.1$
- Στην ΚΠΥ: $\gamma_{Rd} = 1.3$
- Οι τιμές των $M_{Rd,ci}$ και $\Sigma M_{Rd,c}$ πρέπει να αντιστοιχούν στην αξονική δύναμη(εις) του υποστυλώματος της σεισμικής κατάστασης σχεδιασμού για την εξεταζόμενη φορά της σεισμικής δράσης





Διο τύποι τοιχωμάτων με ικανότητα κατανάλωσης ενέργειας

• Πλάστιμα τοιχώματα:

- Πάκτωση στη βάση για αποφυγή / περιορισμό λίκνισης
- Διαστασιολόγηση, κατασκευαστική διαμόρφωση & όπλιση για κατανάλωση ενέργειας μόνο σε πλαστική άρθρωση (κρίσιμη περιοχή) βάσης



Διο τύποι τοιχωμάτων με ικανότητα κατανάλωσης ενέργειας

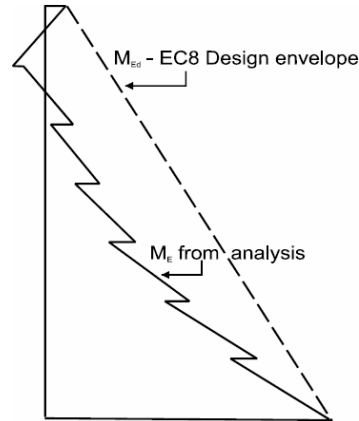
• Ελαφρά οπλισμένα μεγάλα τοιχώματα (μόνο για κατ. Πλαστιμότητας Μέση - M):

- Μεγάλα τοιχώματα (μήκος διατομής $l_w \geq 4m$), στα οποία υπό τη σεισμική δράση σχεδιασμού:
 - Η ρηγμάτωση & η ανελαστική συμπεριφορά αναμένεται να περιορίζονται σε έκταση & θέση (στις διατομές βάσης ορόφου),
 - Η σεισμική ενέργεια θα μετατρέπεται σε δυναμική (με ανύψωση μαζών των ορόφων) & θα επιστρέφει στο έδαφος με ακτινοβολία (κατά τη λίκνιση του τοιχώματος ως στερεό σώμα)
- Λόγω διαστάσεων, περιορισμένης πάκτωσης, τυχόν σύνδεσης με εγκάρσια τοιχώματα, κ.ά.:
 - Η διαστασιολόγηση δεν μπορεί να εξασφαλίσει ανάπτυξη πλαστικής άρθρωσης στη βάση



Πλάστιμα Τοιχώματα

- Σχεδιασμός πλάστιμων τοιχωμάτων σε κάμψη, ώστε η πλαστική άρθρωση να σχηματισθεί μόνο στη βάση
- Τοίχωμα υπερδιαστασιολογείται σε κάμψη πάνω από τη βάση (γραμμική περιβάλλουσα ροπών, συν μήκος μετάθεσης)



Γραμμική περιβάλλουσα ροπών από ανάλυση



Πλάστιμα Τοιχώματα...

- Αύξηση του σπλισμού διάτμησης, πολλαπλασιάζοντας τις τέμνουσες που προέκυψαν από την ανάλυση για τις σεισμικές δράσεις, V'_{ED} , με συντελεστή ε :

- ΚΠΜ

$$\varepsilon = \frac{V_{ED}}{V'_{ED}} = 1.5$$

- ΚΠΥ Μη-λιγυρά τοιχώματα (squat walls, $h_w/l_w < 2$)

Καμπτική υπεραντοχή της βάσης σε σχέση με την ανάλυση

M_{Edo} : ροπή σχεδιασμού στη βάση (από την ανάλυση),

M_{Rdo} : καμπτική αντίσταση σχεδιασμού στη βάση,

$\gamma_{Rd} = 1.2$

$$\varepsilon = \frac{V_{ED}}{V'_{ED}} = \gamma_{Rd} \left(\frac{M_{Rdo}}{M_{Edo}} \right) \leq q$$

- ΚΠΥ λιγυρά τοιχώματα (slender walls, $h_w/l_w > 2$)

Καμπτική υπεραντοχή της βάσης σε σχέση με την ανάλυση και για αυξημένες πλαστικές τέμνουσες

$S_e(T)$: τεταγμένη του ελαστικού φάσματος απόκρισης

T_C : άνω όριο της περιοχ. σταθερ. επιταχ.

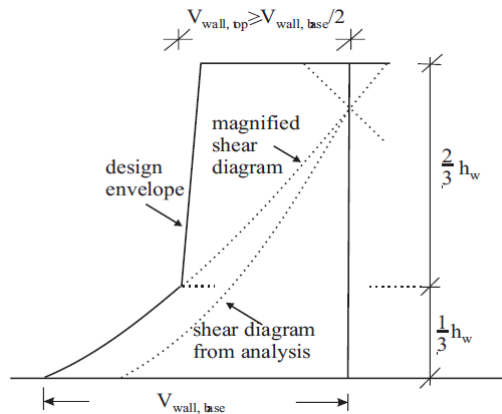
T_1 : θεμελιώδης ιδιοπερίοδος

$$\varepsilon = \frac{V_{ED}}{V'_{ED}} = \sqrt{\left(\gamma_{Rd} \frac{M_{Rdo}}{M_{Edo}} \right)^2 + 0.1 \left(q \frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)} \right)^2} \leq q$$



Πλάστιμα Τοιχώματα ...

- Τέμνουσες σχεδιασμού σε “πλάστιμα τοιχώματα” διπλού συστήματος



Για να ληφθούν υπόψη αυξήσεις των τεμνουσών στους ψηλούς ορόφους λόγω επίδρασης υψηλότερων ιδιομορφών (μετά τη δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στη βάση)



Ελαφρά οπλισμένα μεγάλα τοιχώματα

- Φορέας = σύστημα ελαφρά οπλισμένων μεγάλων τοιχωμάτων αν στην υπ' όψη οριζ. Διεύθυνση:
 1. > 65% Τέμνουσας βάσης αναλαμβάνεται από τοιχώματα
 2. ≥ 2 Τοιχώματα με $l_w \geq 4m$ αναλαμβάνουν $\geq 20\%$ κατακόρυφου φορτίου. Αν μόνον ένα τοίχωμα στην υπόψη οριζ. Διεύθυνση $\rightarrow q=2$ αντί $q=3$ (\rightarrow Επαρκή τοιχώματα / επιφάνεια κάτοψης & σημαντική ανύψωση μάζας με τη λίκνιση).
 3. Ιδιοπερίοδος $T_1 < 0.5s$, για θεώρηση πάκτωσης στη βάση
(\rightarrow χαμηλός λόγος ύψους-προς-οριζ. Διάσταση, επιστροφή ενέργειας στο έδαφος με ακτινοβολία κατά τη λίκνιση).



Ελαφρά οπλισμένα μεγάλα τοιχώματα

- Συστήματα ελαφρά οπλισμένων μεγάλων τοιχωμάτων :
 - Μόνον κατηγορία πλαστιμότητας μέση (ΚΠ Μ):
 $q=3$,
 - Οικονομική διαστασιολόγηση & κατασκευαστική διαμόρφωση
- Αν φορέας δεν πληροί ανωτέρω συνθήκες 1+2+3, όλα τα τοιχώματα (και αυτά με $l_w \geq 4m$) διαστασιολογούνται ως πλάστιμα



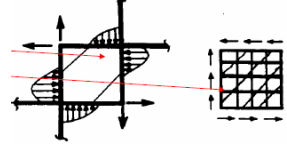
Διαστασιολόγηση & κατασκευαστική διαμόρφωση ελαφρά οπλισμένων μεγάλων τοιχωμάτων

- Κατακόρυφοι οπλισμοί προσαρμόζονται ακριβώς στην ένταση M & N από την ανάλυση
 - Αποφεύγεται οπλισμός πέραν αυτού που προκύπτει από τις απαιτήσεις της ανάλυσης (π.χ. ο ελάχιστος), για να ελαχιστοποιηθεί η υπερβάλλουσα καμπτική αντοχή
- Διαστασιολόγηση σε διάτμηση με V από ανάλυση $\times (1+q)/2$
 - Αν η τέμνουσα σχεδιασμού < διατμητικής αντοχής χωρίς οπλισμό διάτμησης: δεν τοποθετείται (ο ελάχιστος) οπλισμός διάτμησης



Απαιτήσεις για κόμβους

- Κατηγορία Πλαστιμότητας Μέση (ΚΠΜ)
 - Οι συνδετήρες τις κρίσιμης περιοχής των υποστυλωμάτων συνεχίζονται στους κόμβους
- Κατηγορία Πλαστιμότητας Υψηλή (ΚΠΥ)
 - Υπολογίζεται η τέμνουσα του κόμβου, V_{jhd}



- Για εσωτερικά υποστυλώματα

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_C$$

- Για εξωτερικά υποστυλώματα

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_C$$

A_{s1}, A_{s2} άνω και κάτω οπλισμός δοκού

V_C τέμνουσα στο υποστυλώμα από φόρτιση σεισμού

$\gamma_{Rd} = 1.2$, συντελεστής υπεραντοχής

f_{cd} αντοχή σχεδιασμού σκυροδέματος



Απαιτήσεις για κόμβους

- Κατηγορία Πλαστιμότητας Υψηλή (ΚΠΥ)
 - Έλεγχος διαγώνιας θλίψης

- Εσωτερικοί κόμβοι

$$V_{jhd} \leq \eta f_{cd} \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} b_j h_{jc}$$

$$\eta = 0.6(1/f_{ck}/250)$$

h_{jc} = απόσταση μεταξύ των ακραίων στρώσεων οπλισμού του υποστυλώματος

b_j εάν $b_c > b_w$: $b_j = \min \{b_c; (b_w + 0,5 \cdot h_c)\}$

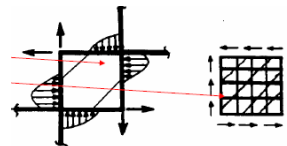
εάν $b_c \leq b_w$: $b_j = \min \{b_w; (b_c + 0,5 \cdot h_c)\}$

v_d είναι η ανηγμένη αξονική δύναμη του υπερκείμενου υποστυλώματος, και

f_{ck} χαρακτηριστική αντοχή σκυροδέματος σε MPa.

- Εξωτερικοί κόμβοι

Η V_{jhd} πρέπει να είναι μικρότερη του 80% του δεξιού μέρους της πιο πάνω εξίσωσης





Απαιτήσεις για κόμβους

- Κατηγορία Πλαστιμότητας Υψηλή (ΚΠΥ)

- Υπολογισμός οπλισμού κόμβου

- Εσωτερικός κόμβος

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} (1 - 0.8 v_d)$$

$$\gamma_{Rd} = 1.2$$

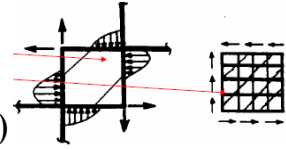
v_d ανηγμένη αξονική δύναμη υποστυλώματος πάνω από τον κόμβο

- Εξωτερικός κόμβος

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} (A_{s2}) f_{yd} (1 - 0.8 v_d)$$

$$\gamma_{Rd} = 1.2$$

v_d ανηγμένη αξονική δύναμη υποστυλώματος κάτω από τον κόμβο



Απαιτήσεις για κόμβους



Αστοχίες εξωτερικών κόμβων
Δεξιά και αριστερή φωτογραφία οι κόμβοι είναι οπλισμένοι, κεντρική φωτογραφία ο κόμβος είναι άοπλος (Φωτογραφία Καθ. Φαρδής)



Περίληψη όλων των κανόνων του EC8

- Στους πίνακες που ακολουθούν παρουσιάζονται σε συντομία οι κανόνες για τη διαστασιολόγηση δοκών, υποστυλωμάτων και πλάστιμων τοιχωμάτων ανά κατηγορία πλαστιμότητας
- Οι πίνακες αυτοί ετοιμάστηκαν από τον Καθ. Φαρδή του Πανεπιστημίου Πατρών
- Όπως φαίνεται στις σημειώσεις, χρησιμοποιήθηκαν οι Προτεινόμενες τιμές για περιπτώσεις που οι παράμετροι είναι Εθνικά Καθοριζόμενες Παράμετροι (είτε στον EC2 είτε στον EC8)
- Οι τιμές στους πίνακες θα πρέπει να ελεγχθούν για την ορθότητά τους από τον κώδικα

Detailing & dimensioning of primary seismic beams (secondary as in DCL)

	DCH	DCM	DCL
“critical region” length	$1.5h_w$		h_w
<i>Longitudinal bars (L):</i>			
ρ_{min} , tension side	$0.5f_{ctm}/f_{yk}$		$0.26f_{ctm}/f_{yk}, 0.13\%^{(0)}$
ρ_{max} , critical regions ⁽¹⁾	$\rho' + 0.0018f_{cd}/(\mu_{\psi}e_{2y,d}f_{yd})^{(1)}$		0.04
$A_{s,min}$, top & bottom	$2\Phi 14 (308\text{mm}^2)$		-
$A_{s,min}$, top-span	$A_{s,top-supports}/4$		-
$A_{s,min}$, critical regions bottom	$0.5A_{s,top}^{(2)}$		-
$A_{s,min}$, supports bottom	$A_{s,bottom-span}/4^{(0)}$		
d_{bL}/h_c - bar crossing interior joint ⁽³⁾	$\leq \frac{6.25(1+0.8v_d)}{(1+0.75\frac{\rho'}{\rho_{max}})} \frac{f_{ctm}}{f_{yd}}$	$\leq \frac{7.5(1+0.8v_d)}{(1+0.5\frac{\rho'}{\rho_{max}})} \frac{f_{ctm}}{f_{yd}}$	-
d_{bL}/h_c - bar anchored at exterior joint ⁽³⁾	$\leq 6.25(1+0.8v_d) \frac{f_{ctm}}{f_{yd}}$	$\leq 7.5(1+0.8v_d) \frac{f_{ctm}}{f_{yd}}$	-
<i>Transverse bars (w):</i>			
(i) outside critical regions			
spacing $s_w \leq$	$0.75d$		
$\rho_w \geq$	$0.08(f_{ck}(\text{MPa}))^{1/2}/f_{yk}(\text{MPa})^{(0)}$		
(ii) in critical regions:			
$d_{bw} \geq$	6mm		
spacing $s_w \leq$	$6d_{bL}, \frac{h_w}{4}, 24d_{bw}, 175\text{mm}$	$8d_{bL}, \frac{h_w}{4}, 24d_{bw}, 225\text{mm}$	-
<i>Shear design:</i>			
V_{Ed} , seismic ⁽⁴⁾	$1.2 \frac{\sum M_{Rb}}{l_{cl}} \pm V_{o,g+\psi_2q}^{(4)}$	$\frac{\sum M_{Rb}}{l_{cl}} \pm V_{o,g+\psi_2q}^{(4)}$	From the analysis for the “seismic design situation”
$V_{Rd,max}$ seismic ⁽⁵⁾	As in EC2: $V_{Rd,max} = 0.3(1-f_{ck}(\text{MPa})/250)b_w z f_{cd} \sin 2\theta^{(5)}$, with $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$		
$V_{Rd,s}$, outside critical regions ⁽⁵⁾	As in EC2: $V_{Rd,s} = b_w z \rho_w f_{ywd} \cot \theta^{(5)}$, with $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$		
$V_{Rd,s}$, critical regions ⁽⁵⁾	$V_{Rd,s} = b_w z \rho_w f_{ywd} (\theta = 45^\circ)$	As in EC2: $V_{Rd,s} = b_w z \rho_w f_{ywd} \cot \theta$, with $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$	
If $\zeta \equiv V_{Emin}/V_{Emax} < -0.5$: inclined bars at angle $\pm \alpha$ to beam axis, with cross-section A_s /direction	If $V_{Emax}/(2+\zeta)f_{ctd}b_w d > 1$: $A_s = 0.5V_{Emax}/f_{yd} \sin \alpha$ & stirrups for $0.5V_{Emax}$		-

Footnotes to Table on detailing & dimensioning primary seismic beams (previous page)

- (0) NDP (Nationally Determined Parameter) according to EC2. The Table gives the value recommended in EC2.
- (1) μ_ϕ is the value of the curvature ductility factor that corresponds to the basic value, q_o , of the behaviour factor used in the design
- (2) The minimum area of bottom steel, $A_{s,min}$, is in addition to any compression steel that may be needed for the verification of the end section for the ULS in bending under the (absolutely) maximum negative (hogging) moment from the analysis for the “seismic design situation”, M_{Ed} .
- (3) h_c is the column depth in the direction of the bar, $\nu_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$ is the column axial load ratio, for the algebraically minimum value of the axial load in the “seismic design situation”, with compression taken as positive.
- (4) At a member end where the moment capacities around the joint satisfy: $\sum M_{Rb} > \sum M_{Rc}$, M_{Rb} is replaced in the calculation of the design shear force, V_{Ed} , by $M_{Rb}(\sum M_{Rc}/\sum M_{Rb})$
- (5) z is the internal lever arm, taken equal to $0.9d$ or to the distance between the tension and the compression reinforcement, $d-d_1$.
- (6) $V_{E,max}$, $V_{E,min}$ are the algebraically maximum and minimum values of V_{Ed} resulting from the \pm sign; $V_{E,max}$ is the absolutely largest of the two values, and is taken positive in the calculation of ζ ; the sign of $V_{E,min}$ is determined according to whether it is the same as that of $V_{E,max}$ or not.

Detailing & dimensioning of primary seismic columns (secondary as in DCL)

	DCH	DCM	DCL
Cross-section sides, $h_c, b_c \geq$	0.25m; $h_v/10$ if $\theta=P\delta/Vh > 0.1^{(1)}$	-	-
“critical region” length $^{(1)} \geq$	$1.5\max(h_c, b_c), 0.6m, l_c/5$	$\max(h_c, b_c), 0.6m, l_c/5$	-
<i>Longitudinal bars (L):</i>			
ρ_{min}	1%		$0.1N_d/A_c f_{yd}, 0.2\%^{(0)}$
ρ_{max}	4%		$4\%^{(0)}$
$d_{bl} \geq$		8mm	
bars per side \geq	3		2
Spacing between restrained bars	$\leq 150mm$	$\leq 200mm$	-
distance of unrestrained to nearest restrained bar		$\leq 150mm$	
<i>Transverse bars (w):</i>			
Outside critical regions:			
$d_{bw} \geq$		6mm, $d_{bl}/4$	
Spacing $s_w \leq$		$20d_{bl}, \min(h_c, b_c), 400mm$	
s_w in splices \leq		$12d_{bl}, 0.6\min(h_c, b_c), 240mm$	
Within critical regions: ⁽²⁾			
$d_{bw} \geq^{(3)}$	6mm, $0.4(f_{yd}/f_{yw,d})^{1/2} d_{bl}$	6mm, $d_{bl}/4$	
$s_w \leq^{(3),(4)}$	$6d_{bl}, b_0/3, 125mm$	$8d_{bl}, b_0/2, 175mm$	-
$\omega_{wd} \geq^{(5)}$	0.08	-	-
$\alpha\omega_{wd} \geq^{(4),(5),(6),(7)}$	$30\mu_\phi v_d \epsilon_{sy,d} b_c/b_0 - 0.035$	-	-
In critical region at column base:			
$\omega_{wd} \geq$	0.12	0.08	-
$\alpha\omega_{wd} \geq^{(4),(5),(6),(8),(9)}$	$30\mu_\phi v_d \epsilon_{sy,d} b_c/b_0 - 0.035$	-	-
Capacity design check at beam-column joints: ⁽¹⁰⁾	$1.3\sum M_{Rb} \leq \sum M_{Rc}$ No moment in transverse direction of column		-
Verification for M_x-M_y-N :	Truly biaxial, or uniaxial with $(M_x/0.7, N), (M_y/0.7, N)$		
Axial load ratio $v_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$	≤ 0.55	≤ 0.65	-
<i>Shear design:</i>			
V_{Ed} seismic ⁽¹¹⁾	$1.3 \frac{\sum M_{Rc}^{ends}}{l_{cl}}^{(11)}$	$1.1 \frac{\sum M_{Rc}^{ends}}{l_{cl}}^{(11)}$	From the analysis for the “seismic design situation”
$V_{Rd,max}$ seismic ^{(12), (13)}	As in EC2: $V_{Rd,max} = 0.3(1 - f_{ck}(\text{MPa})/250) \min[1.25; (1 + v_d); 2.5(1 - v_d)] b_w z f_{cd} \sin 2\theta$, with $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$		
$V_{Rd,s}$ seismic ^{(12), (13), (14)}	As in EC2: $V_{Rd,s} = b_w z \rho_w f_{yw,d} \cot \theta + N_{Ed}(h-x)/l_{cl}^{(13)}$ with $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$		

Footnotes to Table of detailing & dimensioning primary seismic columns (previous page)

- (0) NDP (Nationally Determined Parameter) according to EC2. The Table gives the value recommended in EC2.
- (1) h_v is the distance of the inflection point to the column end further away, for bending within a plane parallel to the side of interest; l_c is the column clear length.
- (2) For DCM: If a value of q not greater than 2 is used for the design, the transverse reinforcement in critical regions of columns with axial load ratio v_d not greater than 0.2 may just follow the rules applying to DCL columns.
- (3) For DCH: In the two lower storeys of the building, the requirements on d_{bw} , s_w apply over a distance from the end section not less than 1.5 times the critical region length.
- (4) Index c denotes the full concrete section and index o the confined core to the centreline of the hoops; b_o is the smaller side of this core.
- (5) ω_{wd} is the ratio of the volume of confining hoops to that of the confined core to the centreline of the hoops, times f_{yd}/f_{cd} .
- (6) α is the “confinement effectiveness” factor, computed as $\alpha = \alpha_s \alpha_n$; where: $\alpha_s = (1-s/2b_o)(1-s/2h_o)$ for hoops and $\alpha_s = (1-s/2b_o)$ for spirals; $\alpha_n = 1$ for circular hoops and $\alpha_n = 1 - \{b_o/[(n_h-1)h_o] + h_o/[(n_b-1)b_o]\}/3$ for rectangular hoops with n_b legs parallel to the side of the core with length b_o and n_h legs parallel to the one with length h_o .
- (7) For DCH: at column ends protected from plastic hinging through the capacity design check at beam-column joints, μ_ϕ^* is the value of the curvature ductility factor that corresponds to 2/3 of the basic value, q_{o} , of the behaviour factor used in the design; at the ends of columns where plastic hinging is not prevented because of the exemptions listed in Note (10) below, μ_ϕ^* is taken equal to μ_ϕ defined in Note (1) of the Table for the beams (see also Note (9) below); $\varepsilon_{sy,d} = f_{yd}/E_s$.
- (8) Note (1) of the Table for the beams applies.
- (9) For DCH: The requirement applies also in the critical regions at the ends of columns where plastic hinging is not prevented, because of the exceptions listed in Note (10) below.
- (10) The capacity design check does not need to be fulfilled at beam-column joints: (a) of the top floor, (b) of the ground storey in two-storey buildings with axial load ratio v_d not greater than 0.3 in all columns, (c) if shear walls resist at least 50% of the base shear parallel to the plane of the frame (wall buildings or wall-equivalent dual buildings), and (d) in one-out-of-four columns of plane frames with columns of similar size.
- (11) At a member end where the moment capacities around the joint satisfy: $\sum M_{Rb} < \sum M_{Rc}$, M_{Rc} is replaced by $M_{Rc}(\sum M_{Rb}/\sum M_{Rc})$.
- (12) z is the internal lever arm, taken equal to 0.9d or to the distance between the tension and the compression reinforcement, $d-d_1$.
- (13) The axial load, N_{Ed} , and its normalized value, v_d , are taken with their most unfavourable value in the seismic design situation for the shear verification (considering both the demand, V_{Ed} , and the capacity, V_{Rd}).
- (14) x is the compression zone depth at the end section in the ULS of bending with axial load.

Detailing & dimensioning of ductile walls (cont'd next page)

	DCH	DCM	DCL
Web thickness, $b_w \geq$	$\max(150\text{mm}, h_{\text{storey}}/20)$		-
critical region length, $h_c \geq$	$\geq \max(l_w, H_w/6)^{(1)}$ $\leq \min(2l_w, h_{\text{storey}})$ if wall ≤ 6 storeys $\leq \min(2l_w, 2 h_{\text{storey}})$ if wall > 6 storeys		-
<i>Boundary elements:</i>			
a) in critical region:			
- length l_c from edge \geq	0.15 l_w , 1.5 b_w , length over which $\epsilon_c > 0.0035$		where $\rho_L > 2\%$
- thickness b_w over $l_c \geq$	200mm, $h_{st}/15$, if $l_c \leq \max(2b_w, l_w/5)$, 200mm, $h_{st}/10$, if $l_c > \max(2b_w, l_w/5)$		-
- vertical reinforcement:			
ρ_{\min} over $A_c = l_c b_w$	0.5%		0.2% ⁽⁰⁾
ρ_{\max} over A_c	4% ⁽⁰⁾		
- confining hoops (w) ⁽²⁾ :			
$d_{hw} \geq$	8mm	if ρ_L over $A_c = l_c b_w > 2\%$: apply DCL rule for $\rho_L > 2\%$	6mm, $d_{bl}/4$
spacing $s_w \leq$ ⁽³⁾	$\min(25d_{bh}, 250\text{mm})$		$\min(20d_{bl}, b_{w0} 400\text{mm})^{(0)}$
$\omega_{wd} \geq$ ⁽²⁾	0.12	0.08	-
$\alpha \omega_{wd} \geq$ ^{(3),(4)}	$30\mu_\phi (v_d + \omega_v) \epsilon_{sy,d} b_w / b_o - 0.035$		-
b) storey above critical region	as is critical region, but with required $\alpha \omega_{wd}$, ω_{wd} reduced by 50%	$\rho_v \geq 0.5\%$ wherever $\epsilon_c > 0.2\%$; elsewhere $\rho_v \geq 0.2\%$	-
c) over the rest of the wall:	No boundary elements. $\rho_v \geq 0.5\%$ wherever $\epsilon_c > 0.2\%$; elsewhere $\rho_v \geq 0.2\%$		-
<i>Web:</i>			
- vertical bars (v):			
$\rho_{v,\min}$	0.2%	0.2% ⁽⁰⁾	
$\rho_{v,\max}$	4%		
$d_{hv} \geq$	8mm	-	
$d_{hv} \leq$	$b_{w0}/8$	-	
spacing $s_v \leq$	$\min(25d_{bv}, 250\text{mm})$	$\text{Min}(3b_{w0}, 400\text{mm})$	
- horizontal bars:			
$\rho_{h,\min}$	0.2%	$\max(0.1\%, 0.25\rho_v)^{(0)}$	
$d_{hh} \geq$	8mm	-	
$d_{hh} \leq$	$b_{w0}/8$	-	
spacing $s_h \leq$	$\min(25d_{bh}, 250\text{mm})$	400mm	
axial load ratio $v_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$	≤ 0.35	≤ 0.4	-
Design moments M_{Ed} :	If $H_w/l_w \geq 2$, design moments from linear envelope of maximum moments M_{Ed} from analysis for the "seismic design situation", shifted up by the "tension shift" a_t		From analysis for "seismic design situation"

Detailing & dimensioning of ductile walls (cont'd from previous page)

	DCH	DCM	DCL
<i>Shear design:</i>			
Multiplicative factor ε on the shear force V_{Ed} from the analysis for "seismic design situation":	if $H_w/l_w \leq 2^{(5)}$: $\varepsilon = 1.2 M_{Rdo} / M_{Edo} \leq q$ if $H_w/l_w > 2^{(5), (6)}$: $\varepsilon = \sqrt{\left(1.2 \frac{M_{Rdo}}{M_{Edo}}\right)^2 + 0.1 \left(\frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)}\right)^2} \leq q$	$\varepsilon = 1.5$	$\varepsilon = 1.0$
Design shear force in walls of dual systems with $H_w/l_w > 2$, for z between $H_w/3$ and H_w : ⁽⁷⁾	$V_{Ed}(z) = \left(\frac{0.75z}{H_w} - \frac{1}{4}\right) \varepsilon V_{Ed}(0) + \left(1.5 - \frac{1.5z}{H_w}\right) \varepsilon V_{Ed}\left(\frac{H_w}{3}\right)$		From analysis for "seismic design situation"
$V_{Rd,max}$ outside critical region	As in EC2: $V_{Rd,max} = 0.3(1 - f_{ck}(\text{MPa})/250)b_{wo}(0.8l_w)f_{cd}\sin 2\theta$, with $1 \leq \cot\theta \leq 2.5$		
$V_{Rd,max}$ in critical region	40% of EC2 value	As in EC2	
$V_{Rd,s}$ outside critical region	As in EC2: $V_{Rd,s} = b_{wo}(0.8l_w)\rho_h f_{ywd}\cot\theta$ with $1 \leq \cot\theta \leq 2.5$		
$V_{Rd,s}$ in critical region; web reinforcement ratios: ρ_h, ρ_v	As in EC2: $V_{Rd,s} = b_{wo}(0.8l_w)\rho_h f_{ywd}\cot\theta$ with $1 \leq \cot\theta \leq 2.5$		
(i) if $\alpha_s = M_{Ed}/V_{Ed}l_w \geq 2$: $\rho_v = \rho_{v,min}$, ρ_h from $V_{Rd,s}$:	As in EC2: $V_{Rd,s} = b_{wo}(0.8l_w)\rho_h f_{ywd}\cot\theta$ with $1 \leq \cot\theta \leq 2.5$		
(ii) if $\alpha_s < 2$: ρ_h from $V_{Rd,s}$: ⁽⁸⁾ ρ_v from: ⁽⁹⁾	$V_{Rd,s} = V_{Rd,c} + b_{wo}\alpha_s(0.75l_w)\rho_h f_{yhd}$ $\rho_v f_{yvd} \geq \rho_h f_{yhd} - N_{Ed}/(0.8l_w b_{wo})$	As in EC2: $V_{Rd,s} = b_{wo}(0.8l_w)\rho_h f_{ywd}\cot\theta$ with $1 \leq \cot\theta \leq 2.5$	
Resistance to sliding shear: via bars with total area A_{si} at angle $\pm\phi$ to the horizontal ⁽¹⁰⁾	$V_{Rd,s} = A_{si}f_{yd}\cos\phi + A_{sv}\min(0.25f_{yd}, 1.3(f_{yd}f_{cd})^{1/2}) + 0.3(1 - f_{ck}(\text{MPa})/250)b_{wo}\alpha f_{cd}$		
$\rho_{v,min}$ at construction joints ^{(9),(11)}	$0.0025, \frac{1.3f_{cd} - \frac{N_{Ed}}{A_c}}{f_{yd} + 1.5\sqrt{f_{cd}f_{yd}}}$		

Footnotes to Table on detailing & dimensioning ductile walls (previous pages)

- (0) NDP (Nationally Determined Parameter) according to EC2. The Table gives the value recommended in EC2.
- (1) l_w is the long side of the rectangular wall section or rectangular part thereof; H_w is the total height of the wall; h_{storey} is the storey height.
- (2) For DC M: If for the maximum value of axial force in the wall from the analysis for the “seismic design situation” the wall axial load ratio $v_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$ satisfies $v_d \leq 0.15$, the DCL rules may be applied for the confining reinforcement of boundary elements; the waiver applies also if this value of the wall axial load ratio is $v_d \leq 0.2$ but the value of q used in the design of the building is not greater than 85% of the q -value allowed when the DC M confining reinforcement is used in boundary elements.
- (3) Notes (4), (5), (6) of the Table for columns apply for the confined core of boundary elements.
- (4) μ_ϕ is the value of the curvature ductility factor that corresponds to the product of the basic value q_0 of the behaviour factor times the value of the ratio M_{Ed}/M_{Rdb} at the base of the wall (see Note (5)); $\varepsilon_{sy,d} = f_{yd}/E_s$, ω_{vd} is the mechanical ratio of the vertical web reinforcement.
- (5) M_{Ed} is the moment at the wall base from the analysis for the “seismic design situation”; M_{Rdb} is the design value of the flexural capacity at the wall base for the axial force N_{Ed} from the analysis for the same “seismic design situation”.
- (6) $S_e(T_1)$ is the value of the elastic spectral acceleration at the period of the fundamental mode in the horizontal direction (closest to that of the wall shear force multiplied by ε); $S_e(T_c)$ is the spectral acceleration at the corner period T_c of the elastic spectrum.
- (7) A dual structural system is one in which walls resist between 35 and 65% of the seismic base shear in the direction of the wall shear force considered; z is distance from the base of wall.
- (8) For b_w and d in m, f_{ck} in MPa, ρ_L denoting the tensile reinforcement ratio, N_{Ed} in kN, $V_{Rd,c}$ (in kN) is given by:
- $$V_{Rd,c} = \left\{ \min \left[\frac{180}{\gamma_c} (100\rho_L)^{1/3}, 35\sqrt{1 + \sqrt{\frac{0.2}{d}}} f_{ck}^{1/6} \right] \left(1 + \sqrt{\frac{0.2}{d}} \right) f_{ck}^{1/3} + 0.15 \frac{N_{Ed}}{A_c} \right\} b_w d$$
- N_{Ed} is positive for compression and its minimum value from the analysis for the “seismic design situation” is used; if the minimum value is negative (tension), $V_{Rd,c} = 0$.
- (9) The minimum value of the axial force from the analysis for the “seismic design situation” is used as N_{Ed} (positive for compression).
- (10) A_{sv} is the total area of web vertical bars and of any additional vertical bars placed in boundary elements against shear sliding; x is the depth of the compression zone.
- (11) $f_{ctd} = f_{ctk,0.05}/\gamma_c$ is the design value of the (5%-fractile of) tensile strength of concrete.