

2.7 Φάσματα απόκρισης

Στην αξιολόγηση, από την πλευρά του Μηχανικού, των σειсмоγραφικών καταγραφών ανήκει και η εύρεση των φασμάτων απόκρισης. Το φάσμα απόκρισης ("response spectrum") αποτελεί ένα εξαιρετικά σπουδαίο εργαλείο της αντισεισμικής μηχανικής. Η σημασία δεν είναι μόνον ουσιώδης για την αξιολόγηση των καταγεγραμμένων δονήσεων, αλλά για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών με τη μορφή των φασμάτων σχεδιασμού. Για το λόγο αυτό, τα πιο σημαντικά σημεία των φασμάτων απόκρισης παρουσιάζονται σε ένα χωριστό υποκεφάλαιο.

2.7.1 Διαδικασία για την εύρεσή τους

Σαν αρχή, στη διαδικασία για την εύρεση των φασμάτων απόκρισης ενός καταγεγραμμένου σεισμού περιλαμβάνονται τα ακόλουθα βήματα (Σχήμα 2.25):

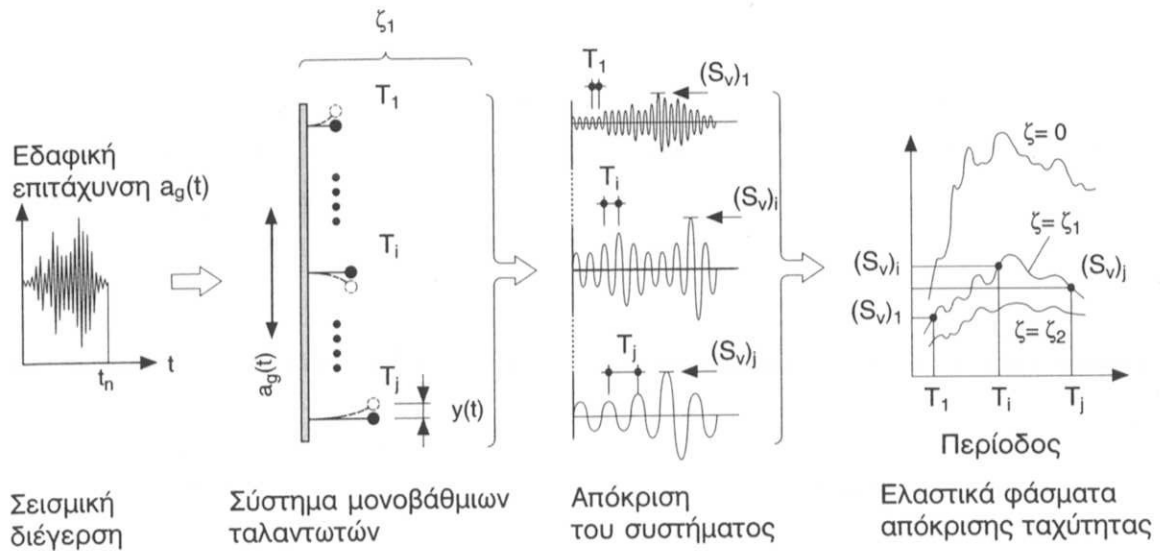
1. Πλήθος ελαστικών μονοβάθμιων ταλαντωτών - ο καθένας με μια διαφορετική ιδιοσυχνότητα f ή αντίστοιχα περίοδο T , όλοι όμως με την ίδια τιμή απόσβεσης ζ - διεγείρονται στον πόδα τους μέσω της ίδιας μεταβλητής συναρτήσεως του χρόνου εδαφικής επιτάχυνσης. Ο κάθε ταλαντωτής εκτελεί μια διαφορετική ταλάντωση.
2. Καθορίζεται η χρονική εξέλιξη των ταλαντώσεων απόκρισης όλων των μονοβάθμιων ταλαντωτών, κυρίως η χρονική εξέλιξη της
 - σχετικής μετατόπισης d (μετατόπιση μεταξύ μάζας και του σημείου του πόδα του ταλαντωτή)
 - σχετικής ταχύτητας v (ταχύτητας μεταξύ μάζας και του σημείου του πόδα του ταλαντωτή)
 - απόλυτης επιτάχυνσης a (της μάζας του ταλαντωτή).
3. Οι μέγιστες τιμές των ταλαντώσεων απόκρισης του κάθε ταλαντωτή χαρακτηρίζονται σαν φασματικές τιμές S_d , S_v και S_a : σημειώνονται συναρτήσεως της ιδιοσυχνότητας ή της ιδιοπεριόδου και τα αντίστοιχα σημεία του διαγράμματος συνδέονται μεταξύ τους. Το αποτέλεσμα που προκύπτει είναι ένα φάσμα απόκρισης των τιμών S_d , S_v για την απόσβεση ζ που έγινε δεκτή.

Συνήθως, από ένα σεισμό προσδιορίζονται τα φάσματα απόκρισης για διάφορες τιμές απόσβεσης ζ , π.χ. για 0, 2, 5 και 10%.

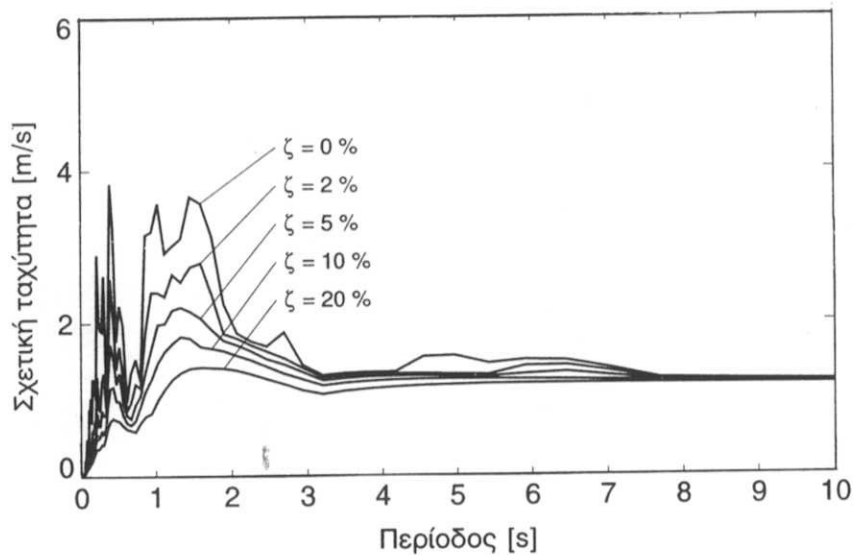
Το Σχήμα 2.26 δείχνει σαν παράδειγμα τα φάσματα απόκρισης ως προς τη σχετική ταχύτητα της $N 16^\circ A$ συνιστώσας (Σχ. 2.21) του σεισμού του San Fernando του 1971 (φράγμα Pacoima) συναρτήσεως των χαραγμένων σε γραμμική κλίμακα ιδιοπεριόδων.

Στο Σχήμα 2.27 απεικονίζεται το φάσμα απόκρισης από τη χρονική εξέλιξη της εδαφικής επιτάχυνσης της συνιστώσας B-N του σταθμού "Tolmezzo" του σεισμού του Φρίουλι το 1976 (Σχ. 2.24), συναρτήσεως της χαραγμένης σε λογαριθμική κλίμακα συχνότητας. Στο Σχήμα 2.28 επαναλαμβάνονται τα ίδια φάσματα απόκρισης συναρτήσεως των χαραγμένων σε λογαριθμική κλίμακα περιόδων (διάρκεια ιδιοταλάντωσης). Για να γίνει ακόμη πιο σαφής ο ορισμός και ο τρόπος εύρεσης των φασμάτων απόκρισης, τα Σχ. 2.29 και 2.30 δείχνουν τις χρονικές εξελίξεις των ταλαντώσεων απόκρισης ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή 1 Hz και ενός 3 Hz με $\zeta=5\%$ λόγω της ίδιας χρονικής εξέλιξης που καταγράφηκε στο "Tolmezzo" στο σεισμό του Φρίουλι το 1976. Τα μέγιστα πλάτη τους έχουν ειδικά σημειωθεί στα Σχ. 2.27 και 2.28.

2.7 Φάσματα απόκρισης



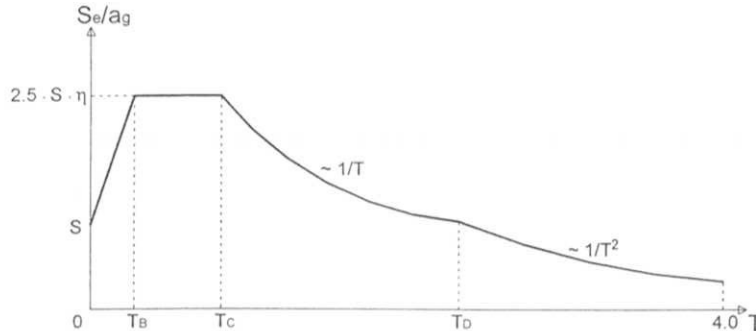
Σχήμα 2.25: Εύρεση ελαστικών φασμάτων απόκρισης (από το [HS 84])



Σχήμα 2.26: Φάσματα απόκρισης της σχετικής ταχύτητας της συνιστώσας N 16° A του σεισμού του 1971 στο San Fernando (φράγμα Pacoima) (από το [Cal 90])

Ελαστικό φάσμα απόκρισης

- Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, στην Ελλάδα εφαρμόζεται φάσμα τύπου 1, που έχει τη μορφή του παρακάτω σχήματος.



Για την οριζόντια συνιστώσα, οι σχέσεις που δίνουν την ελαστική επιτάχυνση σε κάθε περιοχή είναι:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec}$$

Σχέσεις (3.2) έως (3.5).

όπου:

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$$

S = συντελεστής εδάφους (βλ. παρακάτω)

η = συντελεστής απόσβεσης. Για ξ=5%, η=1. Για διαφορετικές τιμές του ξ:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0.55$$

Οι τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων και του συντελεστή εδάφους, S, ορίζονται ως εξής:

Έδαφος	S	T _B (sec)	T _C (sec)	T _D (sec)
A	1.00	0.15	0.40	2.50
B	1.20	0.15	0.50	2.50
C	1.15	0.20	0.60	2.50
D	1.35	0.20	0.80	2.50
E	1.40	0.15	0.50	2.50

Πίνακας ΕΠ3 Εθνικού Προσαρτήματος

Η ταχύτητα $v_{S,30}$ αντιστοιχεί στη μέση ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων στα ανώτερα 30m εδάφους και υπολογίζεται από τη σχέση:

$$v_{S,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}}$$

σχέση (3.1)

όπου:

h_i = πάχος στρώματος (m)

v_i = ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων στρώματος i (για $\gamma \leq 10^{-5}$, δηλαδή για πρακτικά ελαστική συμπεριφορά)

N = πλήθος στρωμάτων στα ανώτερα 30 m εδάφους.

Για εδάφη κατηγορίας S_1 και S_2 απαιτούνται ειδικές μελέτες για τον καθορισμό της σεισμικής φόρτισης. Θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη πιθανότητα αστοχίας του εδάφους (ιδιαίτερα στην S_2). Για την S_1 απαιτείται ειδική μελέτη για τον καθορισμό της τοπικής μεγέθυνσης (site amplification) και της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής.

Σεισμικές ζώνες – εδαφική επιτάχυνση

- Οι ζώνες ορίζονται στο Εθνικό Προσάρτημα. Έχουν υιοθετηθεί οι τρεις ζώνες του ΕΑΚ2000.
- Σε κάθε σεισμική ζώνη ορίζεται μία τιμή αναφοράς a_{gR} της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης σε έδαφος κατηγορίας A , η οποία αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς $T_{NCR} = 475$ έτη.

Στο Εθνικό Προσάρτημα, για τις τιμές της a_{gR} έχουν υιοθετηθεί οι τιμές της εδαφικής επιτάχυνσης του ΕΑΚ2000 για κάθε ζώνη, δηλαδή:

Ζώνη	a_{gR}/g
Z1	0.16
Z2	0.24
Z3	0.36

- Η a_{gR} αντιστοιχεί σε περίοδο επανάληψης T_{NCR} (κριτήριο μη κατάρρευσης) που καθορίζεται από την πιθανότητα μη υπέρβασης P_{NCR} σε 50 χρόνια. Για διαφορετικές περιόδους επανάληψης ορίζεται συντελεστής σπουδαιότητας γ_i και η επιτάχυνση σχεδιασμού για έδαφος A είναι:

$$a_g = \gamma_i \cdot a_{gR}$$

παρ. 3.2.1(3)

Για το συντελεστή σπουδαιότητας ορίζονται τέσσερις κατηγορίες: I, II, III και IV, ανάλογα με τον ΕΑΚ2000. Οι τιμές του συντελεστή γ_i σε κάθε κατηγορία ορίζονται στο Εθνικό Προσάρτημα ως εξής:

παρ. 4.2.5 και πίνακας 4.3.

Τιμές συντελεστή σπουδαιότητας, γ_i

Κατηγορία σπουδαιότητας	I	II	III	IV
γ_i	0.80	1.00	1.20	1.40

prEN 1998-1:2003 (E)

Πίνακας 3.1: Κατηγορία 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, χαλίκων, 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, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
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 ιλύος με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος 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/ιλών 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			

(2) Η θέση του έργου πρέπει να κατατάσσεται σε κατηγορία εδάφους σε συνάρτηση προς την μέση τιμή της ταχύτητας διατμητικών κυμάτων, $v_{s,30}$, εφόσον αυτή είναι διαθέσιμη. Διαφορετικά πρέπει να χρησιμοποιείται η τιμή N_{SPT} .

Υπολογισμός σεισμικών δράσεων

Κατάταξη εδαφών

- A Βραχώδη
 - B Αποθέσεις από πολύ πυκνά αμμοχάλικα ή πολύ σκληρές αργίλους μεγάλου πάχους
 - C Αποθέσεις από πυκνά αμμοχάλικα ή σκληρές αργίλους μεγάλου πάχους
 - D Αποθέσεις από χαλαρά έως μέτρια, μη συνεκτικά εδάφη ή μαλακά έως σκληρά συνεκτικά εδάφη
 - E Επιφανειακό αλλουβιακό στρώμα πάχους 5-20m με τιμή v_s αντίστοιχη των εδαφών C ή D, που υπέρκειται σκληρού εδάφους
- S1 Αποθέσεις που αποτελούνται ή περιλαμβάνουν στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m από μαλακές αργίλους και ιλύες με μεγάλο δείκτη πλαστικότητας ($PI > 40$) και μεγάλο ποσοστό υγρασίας
- S2 Αποθέσεις από εδάφη επικινδύνα για ρευστοποίηση ή ευαίσθητες αργίλους και εδάφη που δεν υπάγονται στις παραπάνω κατηγορίες

Υπολογισμός σεισμικών δράσεων

Κατάταξη εδαφών (συνέχεια)

Η κατάταξη των εδαφών γίνεται με βάση την ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων, $V_{S,30}$, εάν είναι διαθέσιμη, αλλιώς χρησιμοποιείται η τιμή NSPT.

Η ταχύτητα $V_{S,30}$ αντιστοιχεί στη μέση ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων στα ανώτερα 30m εδάφους και υπολογίζεται από τη σχέση:

$$V_{S,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

h_i = πάχος στρώματος (m)

V_i = ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων στρώματος i (για $\gamma \leq 10^{-5}$, δηλαδή για πρακτικά ελαστική συμπεριφορά)

N = πλήθος στρωμάτων στα ανώτερα 30 m εδάφους

Υπολογισμός σεισμικών δράσεων

Σεισμικές ζώνες – εδαφική επιτάχυνση

- Έχουν υιοθετηθεί οι τρεις ζώνες του ΕΑΚ2003.
- Σε κάθε σεισμική ζώνη ορίζεται μία τιμή αναφοράς a_{gr} της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης σε έδαφος κατηγορίας Α, η οποία αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς για περίοδο επαναφοράς $T_{NCR} = 475$ έτη (10% πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια).

- Για διαφορετικές περιόδους επανάληψης ορίζεται συντελεστής σπουδαιότητας γ_I και η επιτάχυνση σχεδιασμού για έδαφος Α είναι: $a_g = \gamma_I a_{gr}$

Κατηγορία σπουδαιότητας	I	II	III	IV
γ_I	0.80	1.00	1.20	1.40

- Για τις τιμές της a_{gr} έχουν υιοθετηθεί οι τιμές της εδαφικής επιτάχυνσης του ΕΑΚ2003.

Υπολογισμός σεισμικών δράσεων

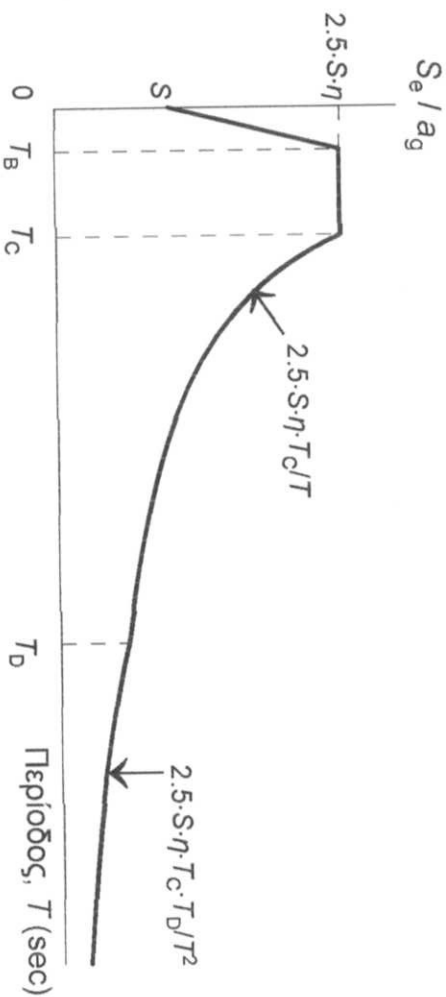
Ελαστικό φάσμα απόκρισης σε οριζόντια διεύθυνση

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] \text{ για } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{sec}$$



Υπολογισμός σεισμικών δράσεων

- Συντελεστής εδάφους και Χαρακτηριστικές περιόδοι

Έδαφος	S	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)
A	1.00	0.15	0.40	2.50
B	1.20	0.15	0.50	2.50
C	1.15	0.20	0.60	2.50
D	1.35	0.20	0.80	2.50
E	1.40	0.15	0.50	2.50

- Συντελεστής απόσβεσης

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0.55$$

Υπολογισμός σεισμικών δράσεων

Τοπογραφική ενίσχυση

- Πρέπει να λαμβάνεται υπόψη για κατασκευές με σπουδαιότητα $\gamma_I > 1$.
- Τοπογραφική ενίσχυση συμβαίνει ιδιαίτερα σε περιπτώσεις κορυφών πρανών και λόφων ύψους μεγαλύτερου των 30m.
- Μπορεί να λαμβάνεται υπόψη μέσω του συντελεστή μεγέθυνσης S_T , με τον οποίο πολλαπλασιάζονται οι φασματικές τιμές.

Υπολογισμός σεισμικών δράσεων

Συντελεστής μεγέθυνσης τοπογραφικής ενίσχυσης

Α/Α	Περιγραφή	Μέση κλίση	S_T
1	Μεμονωμένοι λόφοι και πηρή	$i < 15^\circ$	1.00
		$i > 15^\circ$	≥ 1.20
2	“Κορυφογραμμές” με πλάτος στέγης σημαντικά μικρότερο από το πλάτος βάσης	$i < 15^\circ$	1.00
		$15^\circ < i < 30^\circ$	≥ 1.20
		$i > 30^\circ$	≥ 1.40
3	Περίπτωση 1 και παρουσία χαλαρής επιφανειακής στρώσης	$i < 15^\circ$	1.00
		$i > 15^\circ$	≥ 1.44
4	Περίπτωση 2 και παρουσία χαλαρής επιφανειακής στρώσης	$i < 15^\circ$	≥ 1.00
		$15^\circ < i < 30^\circ$	≥ 1.44
		$i > 30^\circ$	≥ 1.68

Υπολογισμός σεισμικών δράσεων

Ελαστικό φάσμα απόκρισης στην κατακόρυφη διεύθυνση

$$S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3.0 - 1) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3.0 \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3.0 \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3.0 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4\text{sec}$$

a_{vg}/a_g	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)
0.90	0.05	0.15	1.00

Υπολογισμός σεισμικών δράσεων

Ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού στην οριζόντια διεύθυνση

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D$$

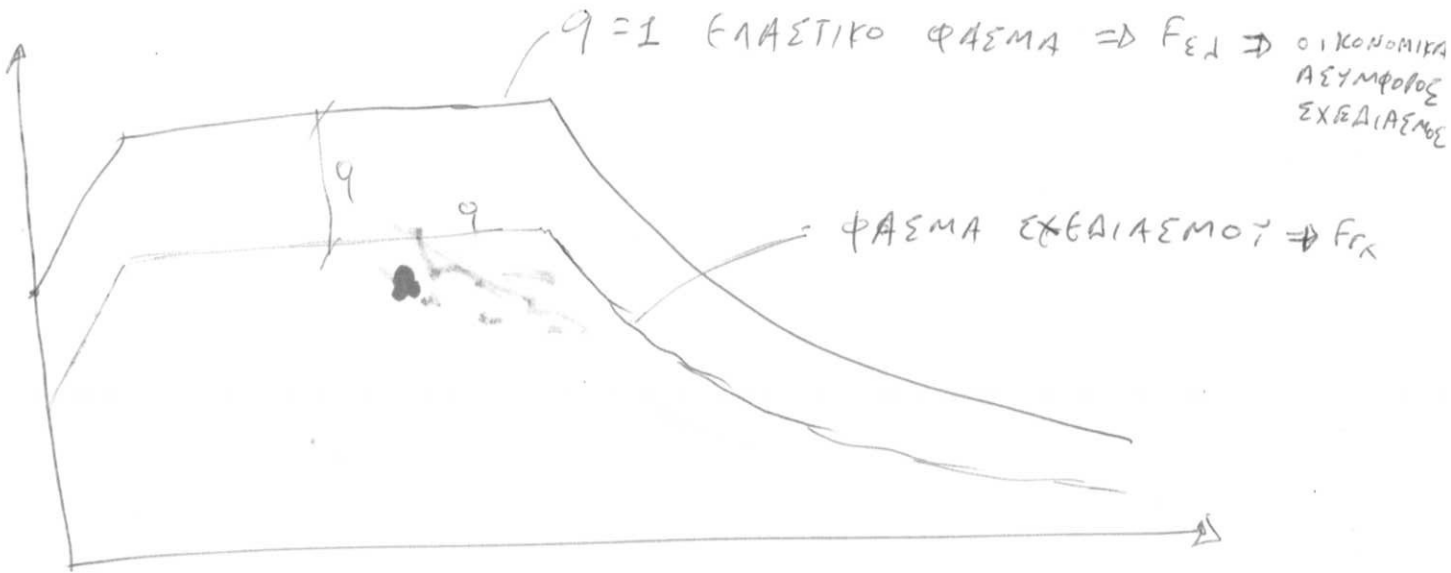
$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4\text{sec}$$

- Οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q , που δίνονται στα κεφάλαια που αναφέρονται στα διάφορα υλικά, περιέχουν και την επιρροή συντελεστή απόσβεσης διάφορου του 5%. Γι' αυτό δεν εμφανίζεται ο συντελεστής απόσβεσης, η .
- Ο συντελεστής συμπεριφοράς q μπορεί να είναι διαφορετικός στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις.
- Η κατηγορία πλαστιμότητας είναι ίδια σε όλες τις διευθύνσεις.

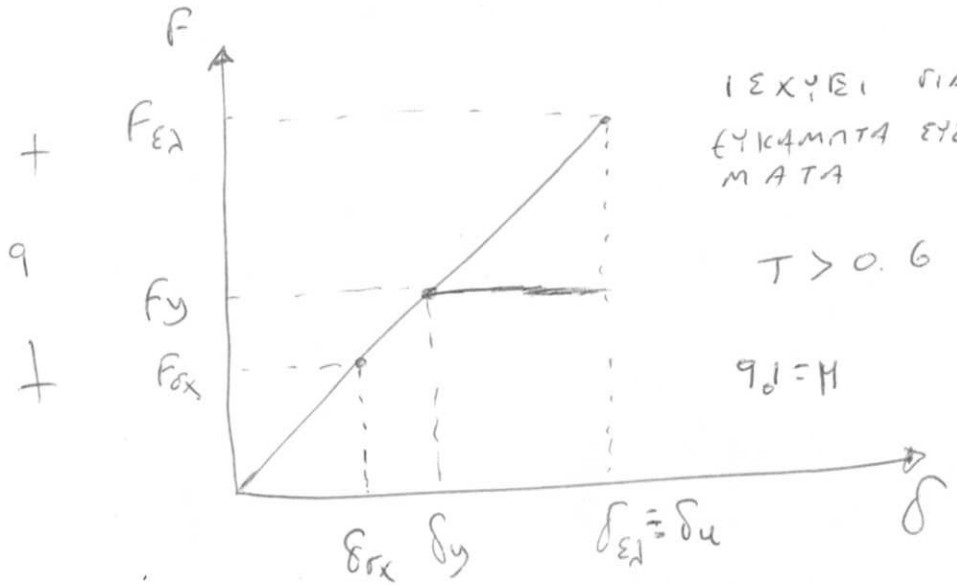
Υπολογισμός σεισμικών δράσεων

Ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού στην κατακόρυφη διεύθυνση

- Εφαρμόζονται οι παραπάνω σχέσεις με τις εξής τροποποιήσεις:
 - Χρησιμοποιείται η κατακόρυφη εδαφική επιτάχυνση, \bar{a}_{vg} αντί της a_g
 - Τίθεται $S=1.0$
 - Οι χαρακτηριστικές περίοδοι λαμβάνονται όπως στο ελαστικό φάσμα για την κατακόρυφη διεύθυνση.
- Λαμβάνεται $q \leq 1.5$ για όλα τα υλικά και στατικά συστήματα. Μπορεί να ληφθεί $q > 1.5$ μετά από αιτιολόγηση με κατάλληλη ανάλυση.



ΙΣΟΣ ΜΕΤΑΤΟΛΙΣΕΙΣ



ΙΣΧΥΕΙ ΓΙΑ ΕΥΚΑΜΜΑΤΑ ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ

$T > 0.6$

$q_d = 1$

$F_{σκ} = \frac{F_{ελ}}{q} \Rightarrow$

$q = \frac{F_{ελ}}{F_{σκ}} = \frac{F_{ελ}}{F_y} \cdot \frac{F_y}{F_{σκ}}$

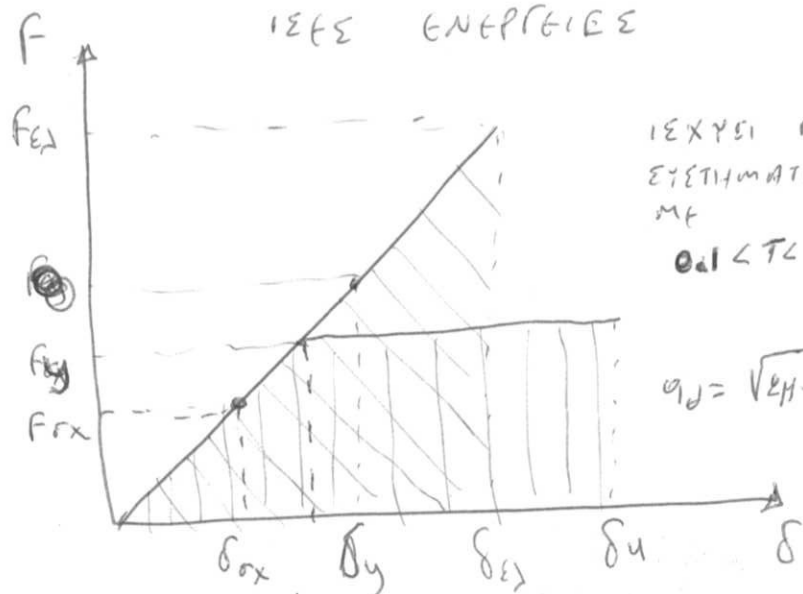
\downarrow q_d \downarrow q_0
 ΠΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑ ΥΠΕΡΑΝΤΟΧΗ

$q = q_d \cdot q_0$

$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y}$

15/06/10

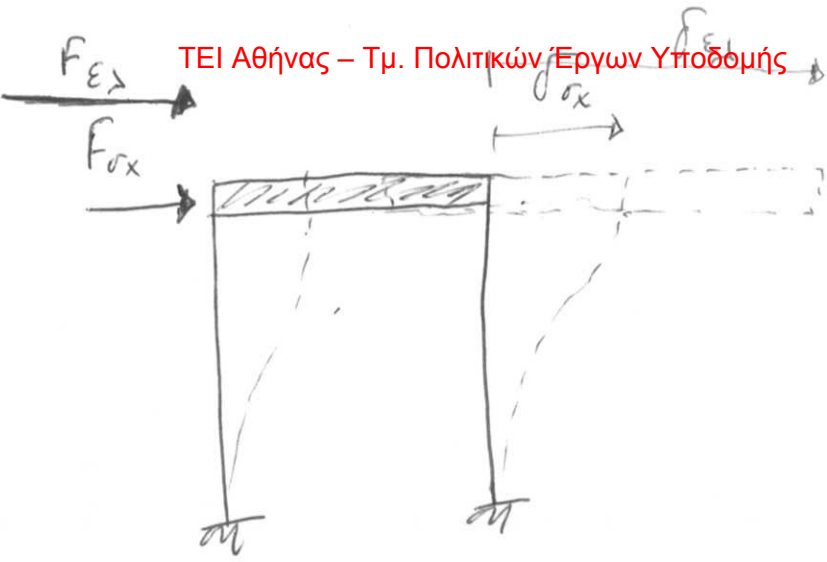
ΙΣΟΣ ΕΝΕΡΓΕΙΕΣ



ΙΣΧΥΕΙ ΓΙΑ ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΜΕ

$0.4 < T < 0.6$

$q_d = \sqrt{2\mu - 1}$

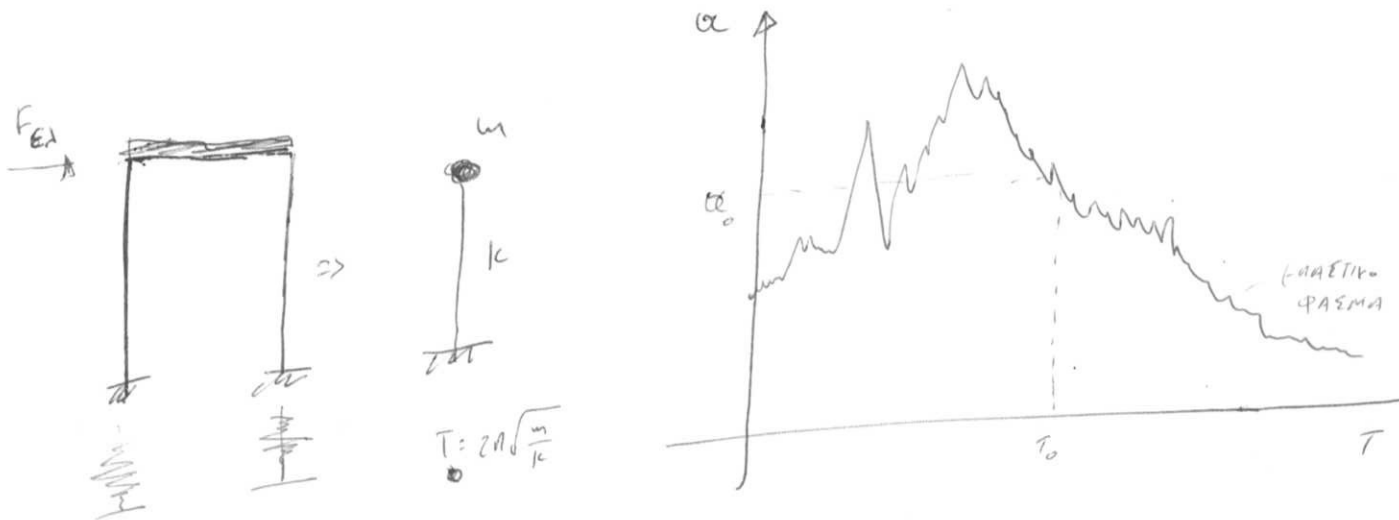


$$\delta_{\eta} = q \delta_{\sigma x} = \delta_{\epsilon \lambda}, T > 0.6$$

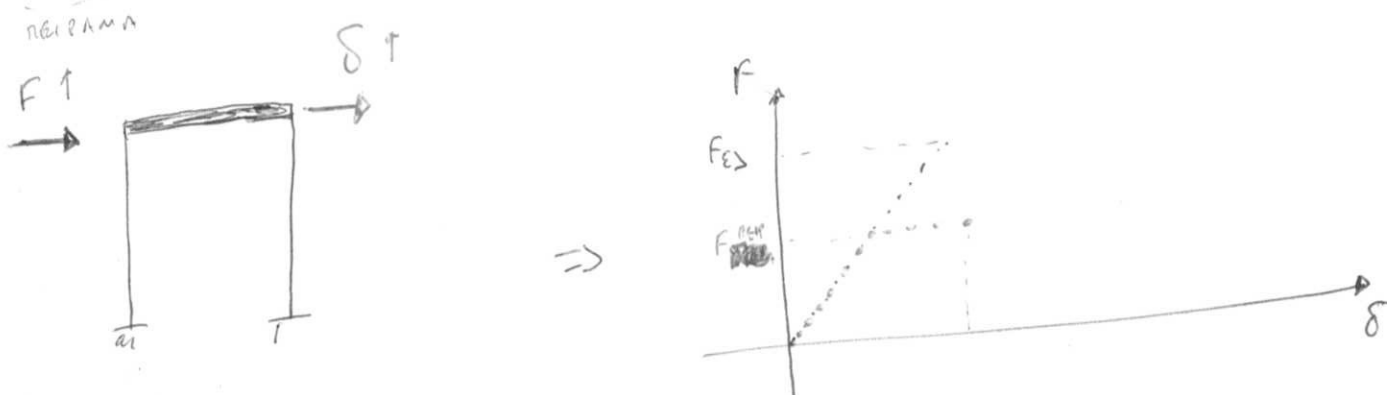
$$\delta_{\eta} = \frac{M}{\sqrt{2H-1}} \cdot \delta_{\epsilon \lambda} \dot{\eta} \quad 0.1 < T < 0.6$$

$$\delta_{\eta} = \frac{M}{\sqrt{2H-1}} \cdot q \delta_{\sigma x}$$

Διαπατιοδοσοουμε με $F_{\sigma x}$ κυνομε ελαστικη αναλυση και υπολοισοουμε μετακινυσεις, $\delta_{\sigma x}$
 Αυτεις τισ πολ/οισομε με q η με $\frac{M}{\sqrt{2H-1}} q$



$F_{ελ} = \alpha_0 m \Rightarrow$ Διασεισολογία

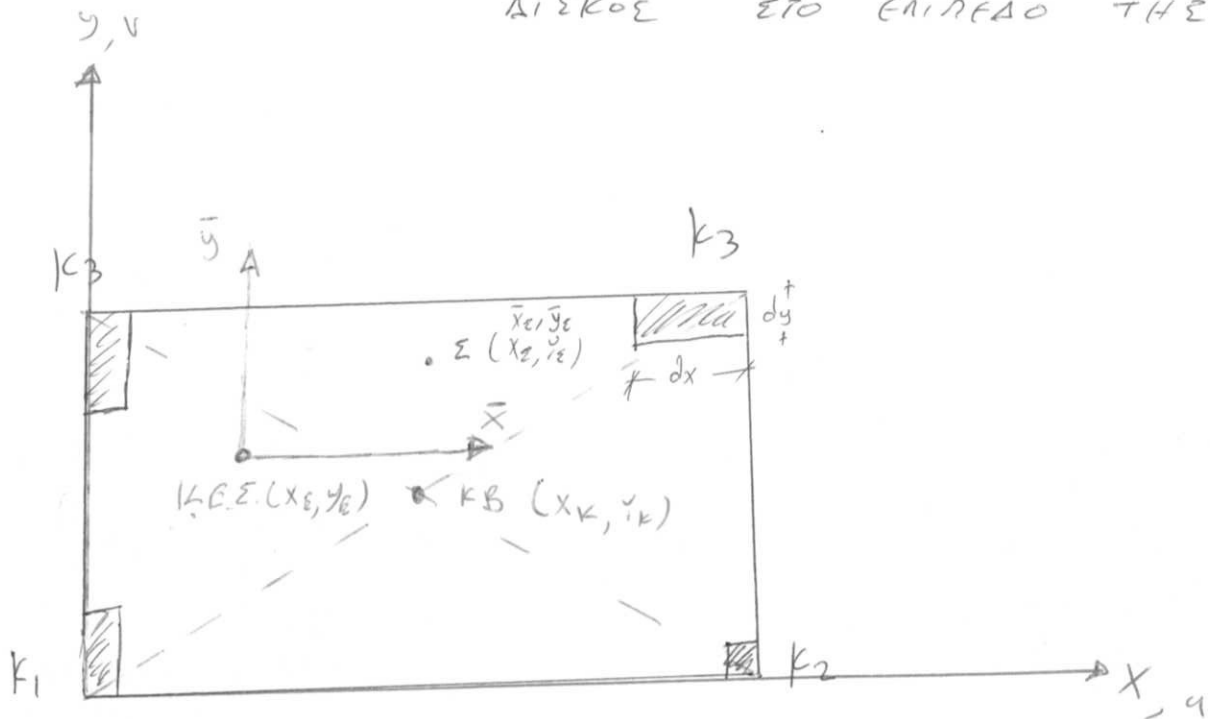


$q = \frac{F_{ελ}}{F_{ηελ}} \Rightarrow F_{ηελ} = \frac{F_{ελ}}{q}$

$F_{ηελ} = \frac{\alpha_0 m}{q} = \left(\frac{\alpha_0}{q}\right) \cdot m = \alpha_{ηελ} \cdot m$

Σκοπός: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΥ ΣΤΑΤΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ ΣΤΑ ΥΠΟΣΤΡΩΜΑΤΑ ΚΑΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ ΛΑΜΒΑΝΟΝΤΑΣ ΥΠΟΨΗ ΤΗ ΣΤΡΟΦΗ

ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ: ΠΛΑΚΑ ΘΕΩΡΕΙΤΑΙ ΑΛΑΡΑ ΜΟΡΦΟΣΤΟΣ ΔΙΣΚΟΣ ΣΤΟ ΕΠΙΠΕΔΟ ΤΗΣ



$$D_{x_i} = \frac{E \cdot (dx)^3 \cdot (dy)}{H^3}$$

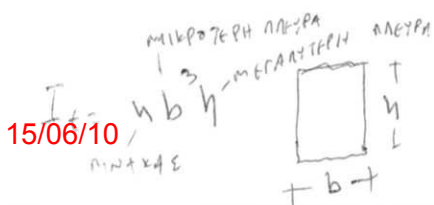
ΑΚΑΜΦΙΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ i ΚΑΤΑ x

$$D_{y_i} = \frac{E (dy)^3 dx}{H^3}$$

- | | - - | | - y

$$D_w = \frac{G I_e}{H^3}$$

- | | - - | | - φ
(ΣΥΝΗΘΟΣ ΑΓΝΩΝΗΤΑΙ)



$$G = \frac{E}{2(\nu+1)}$$

$$X_E = \frac{\sum X_i D_{y_i}}{\sum D_{y_i}}$$

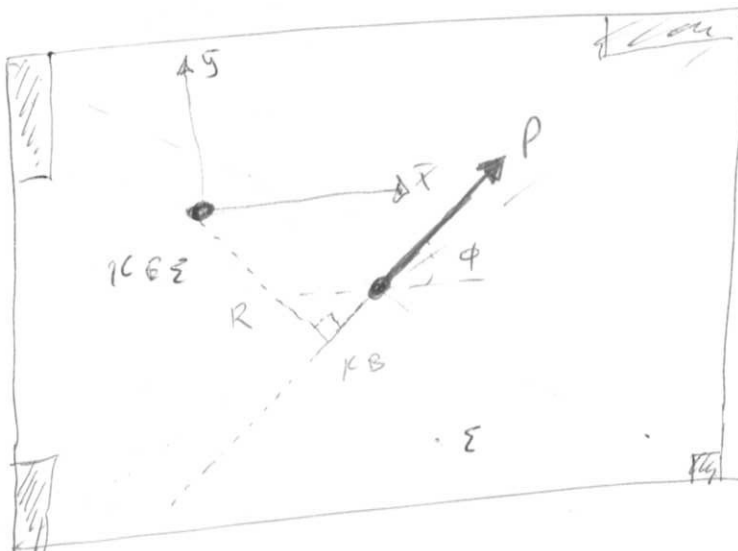
$$Y_E = \frac{\sum y_i D_{x_i}}{\sum D_{x_i}}$$

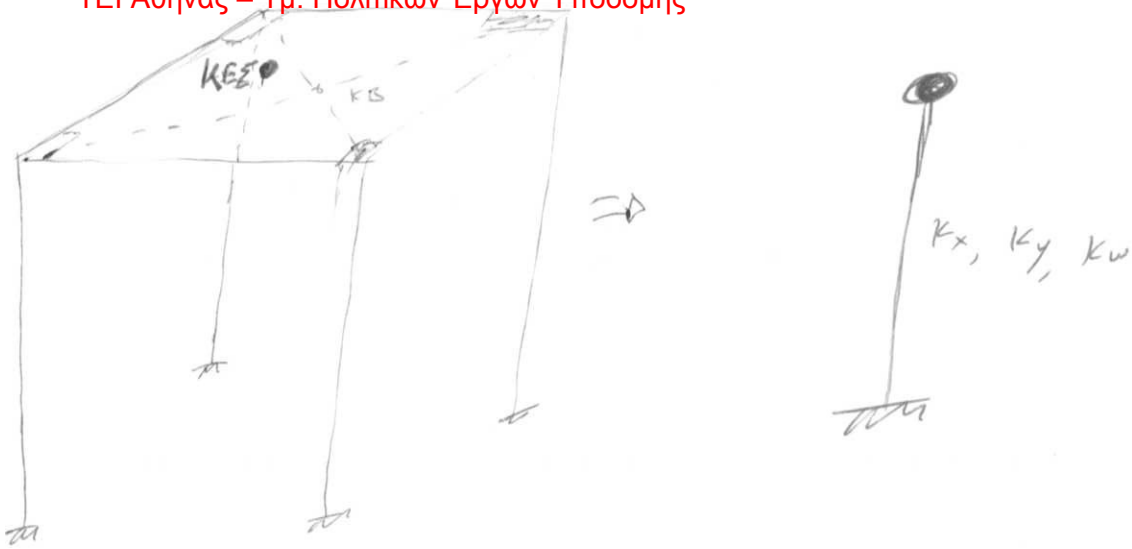
ΓΙΑ ΕΝΑ ΣΗΜΕΙΟ Σ

$$\bar{X}_\Sigma = X_\Sigma - X_E$$

$$Y_\Sigma = Y_\Sigma - Y_E$$

ΑΝ Σ ≡ Κ.Β. ⇒ $\bar{X}_K = X_K - X_E$, $\bar{Y}_K = Y_K - Y_E$





$$K_x = \sum_i D_{xi}$$

$$K_y = \sum_i D_{yi}$$

$$K_w = \sum_i (D_{wi} + \bar{x}_i^2 D_{yi} + \bar{y}_i^2 D_{xi})$$

- ΣΤΡΟΦΗ (w) ΠΗΛΙΚΑΣ ΛΟΓΩ ΘΩΠΗΣ P.R

$$w = \frac{P \sin \phi \bar{x}_k - P \cos \phi \bar{y}_k}{K_w}$$

- ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ ΤΥΧΟΝΤΟΣ ΣΗΜΕΙΟΥ Σ

$$u_s = \frac{P \cos \phi}{K_x} - \bar{y}_s w$$

$$v_s = \frac{P \sin \phi}{K_y} + \bar{x}_s w$$

• ΤΕΜΝΟΥΣΕΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

$$Q_{xi} = P_{xi} u_i$$

$$Q_{yi} = D_{yi} V_i$$

• ΕΙΔΙΚΕΣ ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΙΣ

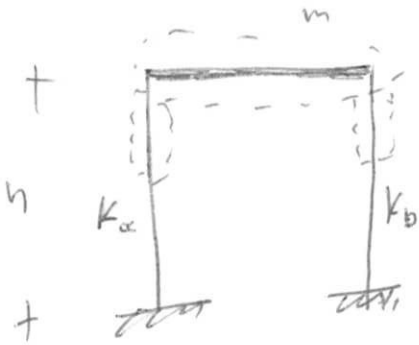
1) ΣΤΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ Χ

$$\omega = -\frac{P\bar{x}_k}{k\omega}, \quad u_\varepsilon^x = \frac{P}{kx} + \frac{P}{k\omega} \bar{y}_k \bar{y}_\varepsilon,$$

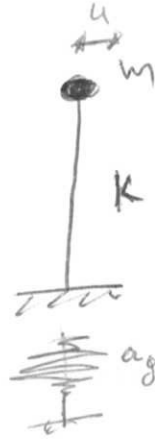
$$V_\varepsilon^x = -\frac{P}{k\omega} \bar{y}_k \bar{y}_\varepsilon$$

2) ΣΤΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ Υ

$$\omega = \frac{P\bar{x}_k}{k\omega}, \quad \omega_\varepsilon^y = -\frac{P}{k\omega} \bar{x}_k \bar{y}_\varepsilon, \quad V_\varepsilon^y = \frac{P}{ky} + \frac{P}{k\omega} \bar{x}_k \bar{x}_\varepsilon$$



$$k_a = \frac{12EI}{h^3}$$



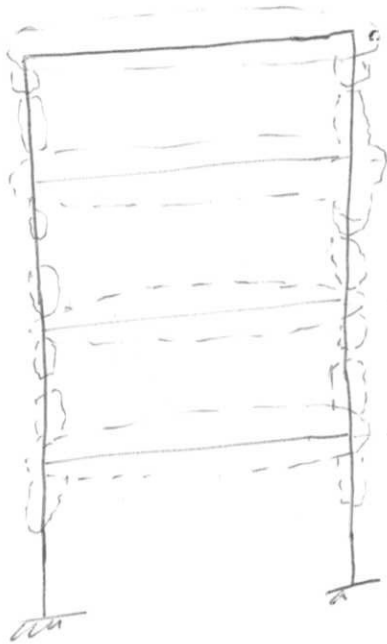
$$K = k_a + k_b$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K}}$$

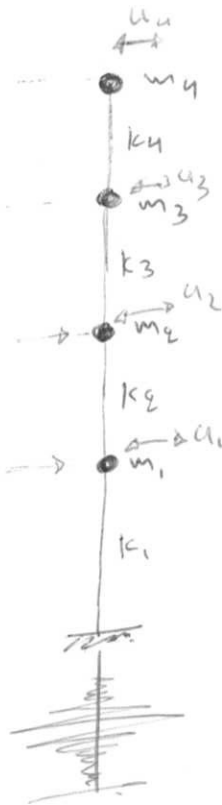
$$\omega = \frac{2\pi}{T}$$

$$c = 2\zeta\omega m$$

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m a_g$$



=>



$$[M]\ddot{U} + [C]\dot{U} + [K]U = -[M]a_g$$

$$M = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_4 \end{bmatrix}$$

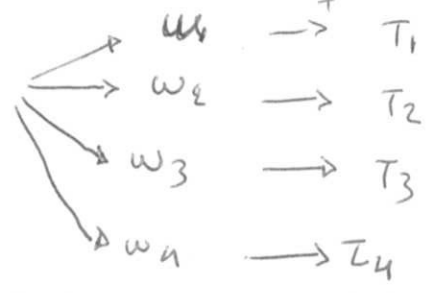
$$U = \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \end{Bmatrix}$$

$$K = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 & 0 \\ 0 & -k_3 & k_3 + k_4 & -k_4 \\ 0 & 0 & -k_4 & k_4 \end{bmatrix}$$

ΤΕΙ Αθήνας - Τμ. Πολιτικών Έργων Υποδομής
ΙΔΙΟΤΙΜΕΣ - ΙΔΙΟΔΙΑΝΥΣΜΑΤΑ

Χαρακτηριστική Εξίσωση

$$| [K] - \omega^2 [M] | = 0$$



ιδιοαριθμοί

ΙΔΙΟΔΙΑΝΥΣΜΑΤΑ $\{\phi^i\}$

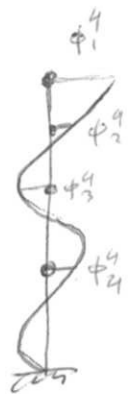
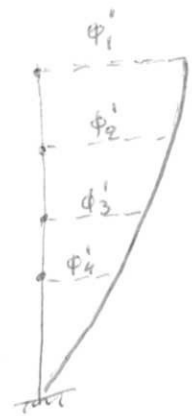
$$([K] - \omega_i [M]) \{\phi^{(i)}\} = \{0\}$$

$$\{\phi^{(1)}\} = \begin{Bmatrix} \phi_1^1 \\ \phi_2^1 \\ \phi_3^1 \\ \phi_4^1 \end{Bmatrix}$$

$$\{\phi^{(2)}\} = \begin{Bmatrix} \phi_1^2 \\ \phi_2^2 \\ \phi_3^2 \\ \phi_4^2 \end{Bmatrix}$$

$$\{\phi^{(3)}\} = \begin{Bmatrix} \phi_1^3 \\ \phi_2^3 \\ \phi_3^3 \\ \phi_4^3 \end{Bmatrix}$$

$$\{\phi^{(4)}\} = \begin{Bmatrix} \phi_1^4 \\ \phi_2^4 \\ \phi_3^4 \\ \phi_4^4 \end{Bmatrix}$$



1^η ιδιομ.

2^η

3^η

4^η

Η ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΚΙΝΗΣΗ ΕΚΦΡΑΖΕΤΑΙ ΑΠΟ ΤΗΝ ΕΠΑΛΛΗΛΙΑ ΑΥΤΩΝ ΤΩΝ ΚΙΝΗΣΕΩΝ, ΠΟΛ/ΖΟΜΕΝΑ ΜΕ ΑΝΤΙΣΤΙΧΟΤΕ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ (ΣΥΜΜΕΤΟΧΗΣ) Ψ_i

$$\psi_i = \frac{\{\phi^i\}^T [M] \{v\}}{\{\phi^i\}^T [M] \{\phi^i\}}$$

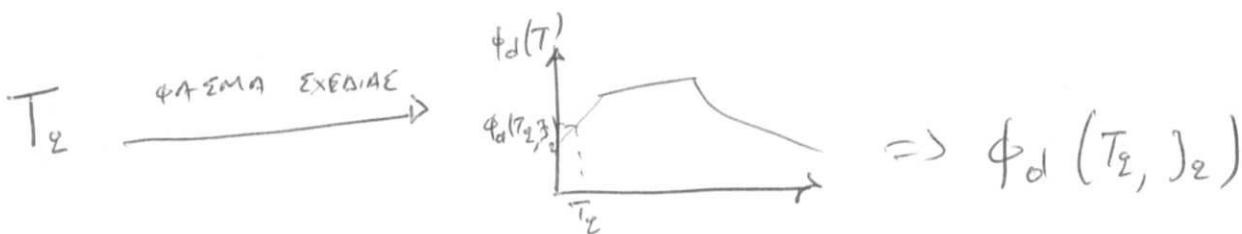
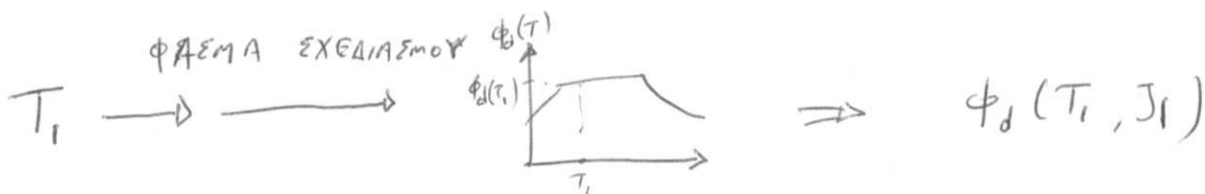
v : ΔΙΑΝΥΣΜΑ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΙΕΓΕΡΣΗΣ

$$v = \begin{Bmatrix} i \\ 0 \\ i \end{Bmatrix}$$

• ΔΡΟΣΕΑ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΜΑΖΑ i ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΤΕ ΑΡΙΘΜΟΣ, n ΙΔΙΟΜΟΡΦΕΣ n ΛΑΜΒΑΝΟΝΤΑΙ ΨΡΟΨΗ ΕΤΟΣΕ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ $\sum_{i=1}^n m_i > 0.9M$

$$m_i = \psi_i \{\phi^i\}^T [M] \{v\}$$

• ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ



⋮

⋮



$$\{F^i\} = [M] \{\phi^i\} \psi_i \phi_d(T_i, J_i)$$

- ΤΕΜΝΟΥΣΕΣ

$$F^{(i)} = \begin{Bmatrix} F_1^i \\ F_2^i \\ F_3^i \\ F_4^i \end{Bmatrix} \Rightarrow V^i = \begin{Bmatrix} F_1^i + F_2^i + F_3^i + F_4^i \\ F_3^i + F_4^i + F_2^i \\ F_2^i + F_4^i \\ F_4^i \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} v_1^i \\ v_2^i \\ v_3^i \\ v_4^i \end{Bmatrix}$$

$$V = \sqrt{\sum (v_j^i)^2} \quad , \quad \text{SRSS}$$

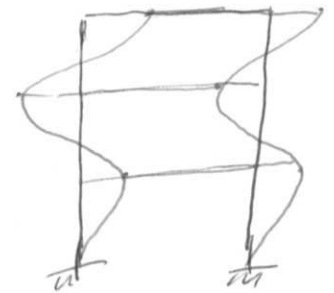
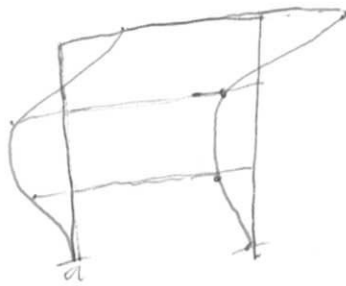
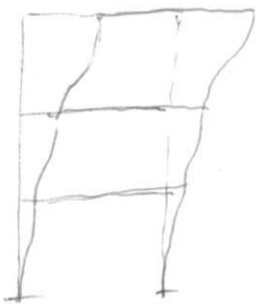
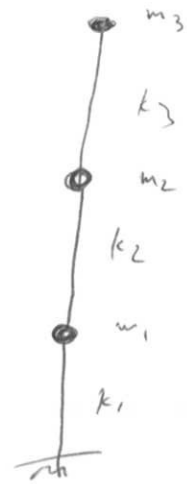
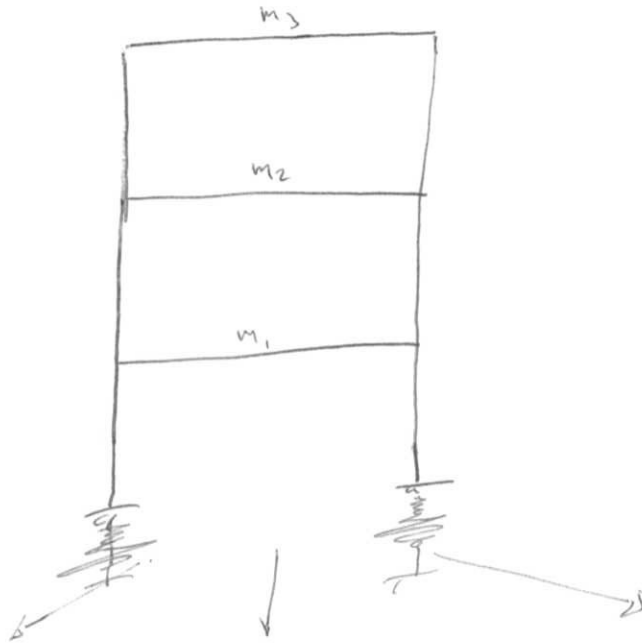
- ΡΟΝΤΣ

$$M^i = \frac{v_1^i h}{2} \quad M = \sqrt{\sum (M^i)^2} \quad , \quad \text{SRSS}$$

- ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ

$$\{u^i\} = \psi_i \frac{\phi_d(T_i)}{\omega_i^2} \cdot \{\phi^i\}$$

$$\{U\} = \sqrt{\sum \{u^i\}^2} \quad , \quad \text{SRSS}$$



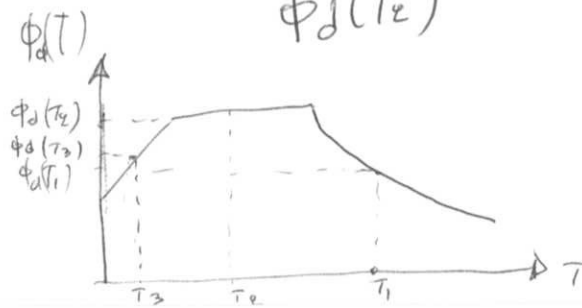
ϕ^1
 ω_1
 T_1
 ψ_1
 $\phi_d(T_1)$



ϕ^2
 ω_2
 T_2
 ψ_2
 $\phi_d(T_2)$

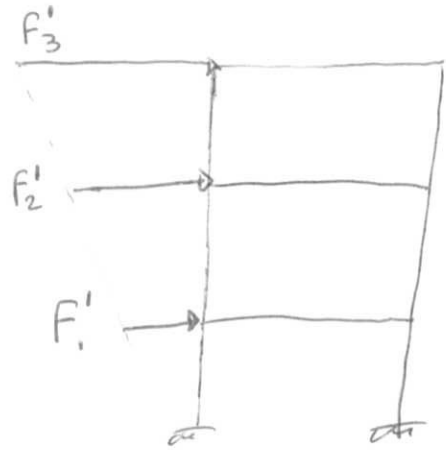


ϕ^3
 ω_3
 T_3
 ψ_3
 $\phi_d(T_3)$

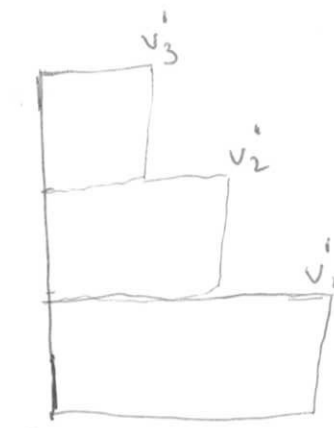




$$\{F\}^1 = [M] \{\dot{\phi}^1\} \psi_1 \phi_d(T_1, z_1)$$



• ΣΤΑΤΙΚΗ ΕΛΙΓΥΣΗ

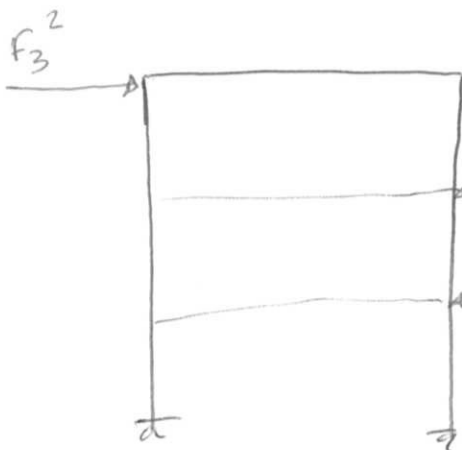


$$v_1^1 = F_1 + F_2 + F_3$$

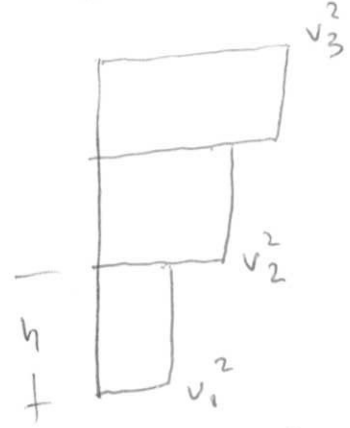
$$M_1^1 = \frac{v_1^1 \cdot h}{2}$$



$$\{F\}^2 = [M] \{\dot{\phi}^2\} \psi_2 \phi_d(T_2, z_2)$$



• ΣΤΑΤΙΚΗ ΕΛΙΓΥΣΗ

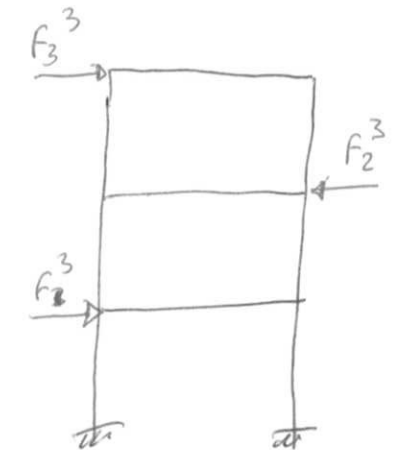


$$v_1^2 = F_3^2 - F_2^2 - F_1^2$$

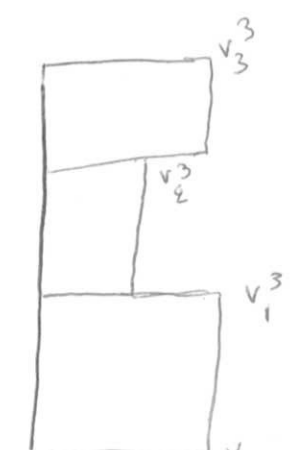
$$M_1^2 = \frac{v_1^2 \cdot h}{2}$$



$$\{F\}^3 = [M] \{\dot{\phi}^3\} \psi_3 \phi_d(T_3, z_3)$$



• ΣΤΑΤΙΚΗ ΕΛΙΓΥΣΗ



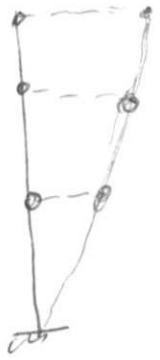
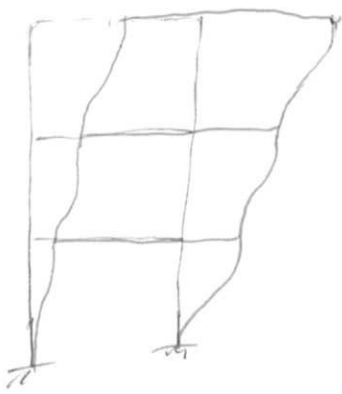
$$v_1^3 = F_3^3 - F_2^3 + F_1^3$$

$$M_1^3 = \frac{v_1^3 \cdot h}{2}$$

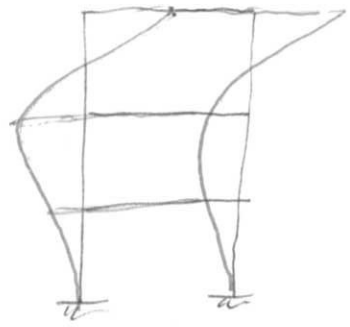
SRSS ή CQC

$$V_1 = \sqrt{(V_1^1)^2 + (V_1^2)^2 + (V_1^3)^2}$$

$$M_1 = \sqrt{(M_1^1)^2 + (M_1^2)^2 + (M_1^3)^2}$$

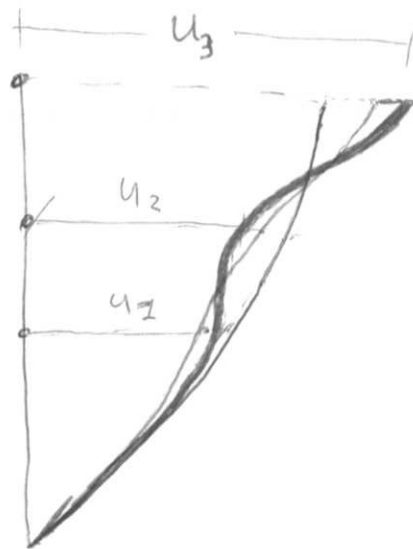


ϕ_1



$$U^1 = \psi_1 \cdot q \cdot \frac{\phi_d(T_1)}{\omega_1^2} \{ \phi^1 \} = \begin{Bmatrix} u_1^1 \\ u_2^1 \\ u_3^1 \end{Bmatrix} \{ U^2 \} = \psi_2 \cdot q \cdot \frac{\phi_d(T_2)}{\omega_2^2} \{ \phi^2 \} = \begin{Bmatrix} u_1^2 \\ u_2^2 \\ u_3^2 \end{Bmatrix} \{ U^3 \} = \psi_3 \cdot q \cdot \frac{\phi_d(T_3)}{\omega_2^2} \{ \phi^3 \} = \begin{Bmatrix} u_1^3 \\ u_2^3 \\ u_3^3 \end{Bmatrix}$$



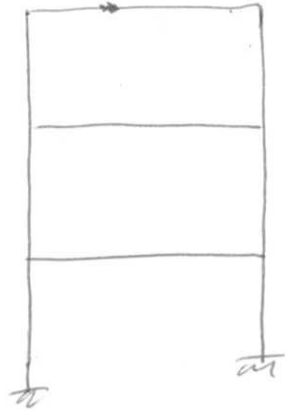


$$\{U\} = \sqrt{\{U^1\}^2 + \{U^2\}^2 + \{U^3\}^2}$$

ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ

ΜΕΘΟΔΟΣ

- Η ΠΡΟΗΡΩΤΗΜΕΝΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΜΕ ΤΗΝ ΘΕΩΡΗΣΗ ΜΟΝΟ ΤΗΣ ΠΡΩΤΗΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΗΣ



ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΣΕΙΣΜΙΚΟ ΦΟΡΤΙΟ (ΤΕΜΝΟΥΣΑ ΒΑΣΗΣ) V_0

$$V_0 = M \phi_d(T)$$

M : ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΜΑΖΑ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

$\phi_d(T)$: ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΕΛΙΓΧΩΣΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

T : ΘΕΡΜΑΙΩΔΗ ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΣ

ΕΜΠΕΡΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΓΙΑ ΟΡΘΟΓΩΝΙΑ ΚΑΤΟΡΤΗ

$$T = 0.09 \frac{H}{\sqrt{L}} \cdot \sqrt{\frac{H}{H+PL}}$$



$$\rho = \frac{A_1 + A_3}{A_1 + A_2 + A_3 + A_4}$$

ρ : ΛΟΓΟΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΤΩΝ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ ΠΡΟΣ ΤΗ ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ ΚΑΙ ΠΡΟΣΤΡΑΛΩΜΑΤΩΝ

- ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ ΚΑΘ' ΥΨΟΣ
- ΚΑΝΟΝΙΚΑ ΚΤΙΡΙΑ

$$F_i = (V_0 - V_H) \frac{m_i z_i}{\sum_j m_j z_j} \quad i, j : 1, 2, \dots, N \quad \text{- ΑΡΙΘΜΟΣ ΟΡΟΦΩΝ}$$

z_i : ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ i ΑΠΟ ΤΗ ΒΑΣΗ

m_i : ΜΑΖΑ ΣΤΗ ΣΤΑΘΜΗ i

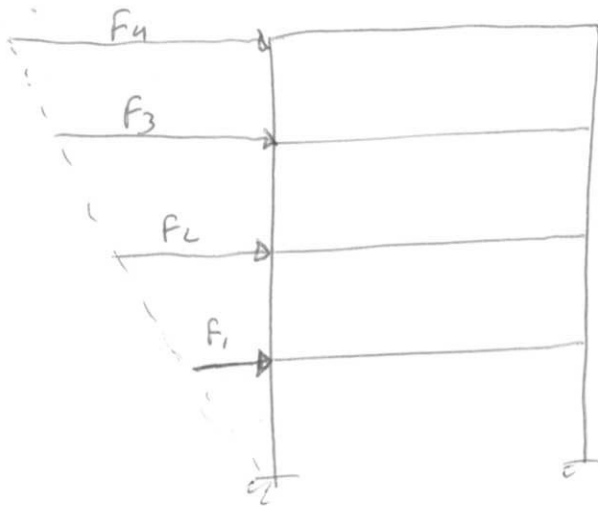
V_H : ΠΡΟΣΘΕΤΗ ΔΥΝΑΜΗ ΠΟΥ ΕΦΑΡΜΟΖΕΤΑΙ ΣΤΗΝ ΚΟΡΥΦΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΟΤΑΝ $T > 1.5$

$$V_H = 0.07 \times T \times V_0 \leq 0.25 V_0$$

ΕΝΜΕΛΑΚΤΙΚΑ:

$$F_i = (V_0 - V_H) \frac{m_i \phi_i}{\sum_j m_j \phi_j} \quad i, j : 1, 2, \dots, N$$

ϕ_i : ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ Α ΣΤΗ ΣΤΑΘΜΗ i ΤΗΣ ΘΕΡΜΑΙΣΘΟΥΣ (I^u) ΙΔΙΟΜΟΡΦΗΣ



- ΕΚΤΕΛΕΙΤΑΙ ΣΤΑΤΙΚΗ ΕΛΙΓΤΣΗ ΚΑΙ ΒΡΕΣΚΟΥΜΕ ΡΟΠΕΣ - ΤΕΜΝΟΥΣΕΣ - ΑΞΟΝΙΚΕΣ ΣΤΑ ΜΕΛΗ (ΥΛΟΣΤΥΛΟΜΑΤΑ - ΔΟΙΚΑΡΙΑ) ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΟΥΜΕ.
- ΟΙ ΜΕΤΑΤΟΛΙΣΕΙΣ ΘΑ ΕΙΝΑΙ ΑΥΤΕΣ ΠΟΥ ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΝ ΑΠΟ ΤΗΝ ΣΤΑΤΙΚΗ ΕΛΙΓΤΣΗ ΠΟΔ/ΜΕΝΕΣ ΜΕ ΤΟ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ η .
- ΚΑΝΟΝΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ ΟΤΑΝ ΙΚΑΝΟΠΟΙΟΥΝΤΑΙ ΟΙ ΠΑΡΑΚΑΤΩ ΠΡΟΫΠΟΘΕΣΕΙΣ:
 - ΠΑΡΕΜΑΤΑ ΛΕΙΤΟΥΡΓΟΥΝ ΩΣ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΑ ΣΤΟ ΕΠΙΠΕΔΟ ΤΟΥ ΟΡΘΟΓΩΝΙΚΑ ΚΤΗΡΙΑ ΜΕ ΠΟΣΟ ΠΛΕΥΡΩΝ > 4 ΔΕΝ ΕΞΑΣΦΑΛΙΖΟΥΝ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ
 - ΚΑΙ ΣΕ ΚΤΙΡΙΑ ΜΕ ΚΩΝΑ ΠΟΥ ΥΠΕΡΒΑΙΝΟΥΝ ΤΟ 35% ΤΗΣ ΚΑΤΟΥΡΗΣ
 - Η ΑΥΞΗΣΗ Η ΜΗΞΗΣ $\Delta k = k_{i+1} - k_i$ ΤΗΣ ΣΧΕΤΙΚΗΣ ΑΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΕΝΟΣ ΟΡΟΦΟΥ ΣΕ ΚΑΘΕ ΟΡΙΣ. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΔΕΝ ΥΠΕΡΒΑΙΝΕΙ ΤΙΣ ΤΙΜΕΣ $0.35 k_i$ ΚΑΙ $0.5 k_i$ $k_{un} = \frac{R I}{\eta}$ $k_i = \epsilon k_{un}$
 - Η ΑΥΞΗΣΗ Η ΜΕΙΩΣΗ ΤΗΣ ΜΑΖΑΣ $\Delta m = m_{i+1} - m_i$ ΔΕΝ ΥΠΕΡΒΑΙΝΕΙ ΤΙΣ ΤΙΜΕΣ $0.35 m_i$ ΚΑΙ $0.5 m_i$ ΑΝΤΙΣΤΟΙΧΑ ΕΞΑΙΡΕΙΤΑΙ Ο ΑΝΩΤΑΤΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΙ ΤΥΧΟΝ ΑΠΟΛΗΞΗ ΚΛΙΜΑΚΩΣΤΑΕΩΣ

ός και η κατασκευή ενός να αντισταθή στην δράση ύντας μετά τον σεισμό την νότητα.

για την εφαρμογή των κριτηρίων
πραγματοποιούνται όπως και οι δράσεις (Λαμβάνεται υπ κατακόρυφη συνιστώσα της ήσεως, όταν χρειάζεται).
πλαστικών αρθρώσεων στην γχος μέσω του ικανοτικών των υποστυλωμάτων.
γίνεται όπως και για τις δράσεις. Οπου χρειάζεται υπ' όψη και τα φαινόμενα 2 των ψαθυρών διατμητικών Ικανοτικός σχεδιασμός ένα 5 κατάλληλου ποσοστ ; σπλίσμου ,η και κατασκευαστικές αναλύσεως κατάλληλη για για της κατασκευής τητα κατά την κατασκε ηήσεις Πίνακα.

II.- Απαιτήση περιορισμού των βλαβών: Η σύλληψη, ο σχεδ. κατασκευή του συνόλου δομήματος (περιλαμβανομένων τόσο των φερώντων μη φερόντων στοιχείων) πρέπει να γίνει έτσι, ώστε το δόμημα να πέναντι βλαβών και περιορισμού της χρήσεώς του, συνεπεία σεισμών οι πιθανότητα εμφανίσεως μεγαλύτερη απ' τον σεισμό που λαμβάνεται υπ' προηγούμενη απαίτηση.

Κριτήρια για την ικανοποίηση της απαιτήσεως	Κανόνες εφαρμογής των κριτηρίων
A.- Επαρκής αντίσταση των κρίσιμων περιοχών.	Οι έλεγχοι γίνονται όπως και για τις συνήθεις δράσεις. Οπου χρειάζεται, λαμβάνονται υπ' όψη και φαινόμενα 2ας τάξεως.
B.- Περιορισμός των παραμορφώσεων	<ul style="list-style-type: none"> • Έλεγχος της σχετικής μετακινήσεως των ορόφων (προστασία των ψαθυρών μη-φερόντων στοιχείων). • Απόσταση μεταξύ διαδοχικών κτιρίων (αντισεισμικοί αρμοί)
Γ.- Ποιοτικός έλεγχος	<ul style="list-style-type: none"> • Σχεδιασμού • Εκτελέσεως • Συντηρήσεως
Δ.- Πρόσθετα κριτήρια τα οποία εφαρμόζονται σε ειδικές κατασκευές (νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, κλπ)	<ul style="list-style-type: none"> • Υψηλότεροι συντελεστές σπουδαιότητας των κατασκευών αυτών • Υψηλότερες τιμές των συντελεστών γ_{Rd} κατά τον ικανοτικό σχεδιασμό.

Σημειώσεις:

- (1) Η δράση σχεδιασμού που αναφέρεται στην απαίτηση μη καταρρέυσεως αντιπροσωπεύει τον σεισμό που έχει πιθανότητα να συμβή μία φορά στην διάρκεια της ζωής του κτιρίου (περίπου 50 έτη).
- (2) Οι δράσεις που αναφέρονται στην 2η απαίτηση είναι σεισμοί με μικρότερη περίοδο επαναφοράς (άρα, μικρότεροι απ' τον σεισμό σχεδιασμού της 1ης απαιτήσεως).

Ο ΡΟΛΟΣ ΤΗΣ ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑΣ

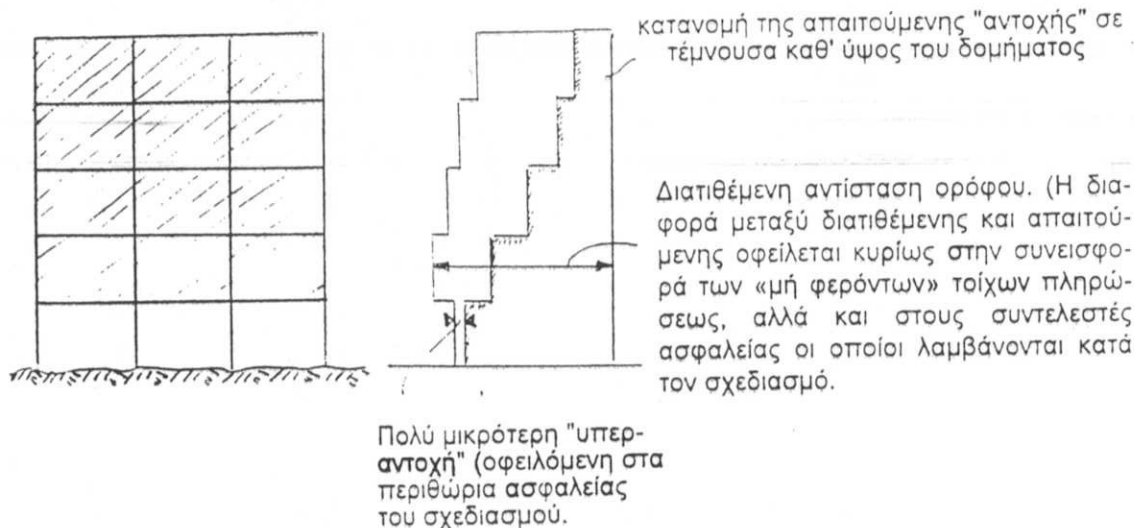
Διακρίνεται κανονικότητα γεωμετρική, κατανομής μαζών, κατανομής ακαμψιών και κατανομής υπεραντοχών.

Η συμπεριφορά έναντι σεισμού των πολύ ακανονικών κατασκευών δεν μπορεί να προβλεφθή, έστων και αν εφαρμοσθούν εξεζητημένες μέθοδοι αναλύσεως. Κάθε ακανονικότητα οδηγεί σε τοπικές αυξήσεις των απαιτήσεων σε πλαστιμότητα (σε περισσότερο ή λιγότερο περιορισμένες περιοχές του δομήματος). Όμως,

- (α) Η πρόσδοση σ' αυτές τις περιοχές επαρκούς πλαστιμότητας (ώστε να καλυφθούν οι τοπικώς αυξημένες απαιτήσεις) είναι συχνά πρακτικώς ανέφικτη. Επί πλέον,
- (β) Δεν γίνεται σεβαστή μία απ' τις βασικές αρχές του αντισεισμικού σχεδιασμού κατά την οποίαν, η κατανάλωση της σεισμικής ενέργειας είναι σκόπιμο να γίνεται στον κατά το δυνατόν μεγαλύτερο αριθμό στοιχείων, τα οποία να είναι κατά το δυνατόν ομοιομόρφως κατανεμημένα στο σύνολο του δομήματος.

Πδ. Ο "μαλακός" όροφος (η πυλωτή)

ΑΝΑΠΟΦΕΥΚΤΟΣ Ο ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΣ Π.Α. ΣΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΤΟΥ ΙΣΟΓΕΙΟΥ. ΑΥΞΗΜΕΝΕΣ ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ



ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑΣ ΚΑΤΑ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8 (Μέρος 1.2, § 2.2.2 και 2.2.3)

A.- Κριτήρια κανονικότητας εντός οριζοντίου επιπέδου

1. Το δόμημα είναι σχεδόν συμμετρικό ως προς δύο κύριες διευθύνσεις, τόσο κατά την κατανομή των ακαμψιών, όσο και κατά την κατανομή των μαζών.
2. Η κάτοψη του δομήματος είναι συμπαγής (δεν είναι, δηλαδή, μορφής Χ, Η, Ι κλπ). Η συνολική διάσταση μιάς εσοχής εν κατόψει δεν υπερβαίνει το 25% της συνολικής διαστάσεως του δομήματος κατά την αντίστοιχη διεύθυνση.
3. Η εντός του επιπέδου των "μεμβρανική ακαμψία" των πλακών είναι σημαντικά μεγαλύτερη απ' την εγκάρσια ακαμψία των κατακόρυφων στοιχείων, έτσι ώστε η παραμόρφωση των πλακών να έχη αμελητέα επιρροή στην κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία, όπως υπολογίζεται με την υπόθεση απαραμόρφωτου διαφράγματος.
4. Η μέγιστη μετακίνηση κάθε ορόφου υπό την σεισμική δράση σχεδιασμού δεν πρέπει να υπερβαίνει την μέση μετακίνηση ορόφου κατά ποσοστό μεγαλύτερο του 20%.

ΣΧΗΜΑΤΙΣ-
ΓΥΛΩΜΑΤΑ
ΥΨΗΜΕΝΕΣ
ΎΨΑΣ

ποχής" σε
ήματος

ιυ. (Η δια-
ι απαιτού-
συνεισφο-
ων πληρώ-
υντελεστές
ονται κατά

όσο κατά την

Η, Ι κλπ). Η
ης συνολικής

σι σημαντικά
έτσι ώστε η
υν σεισμικών
την υπόθεση

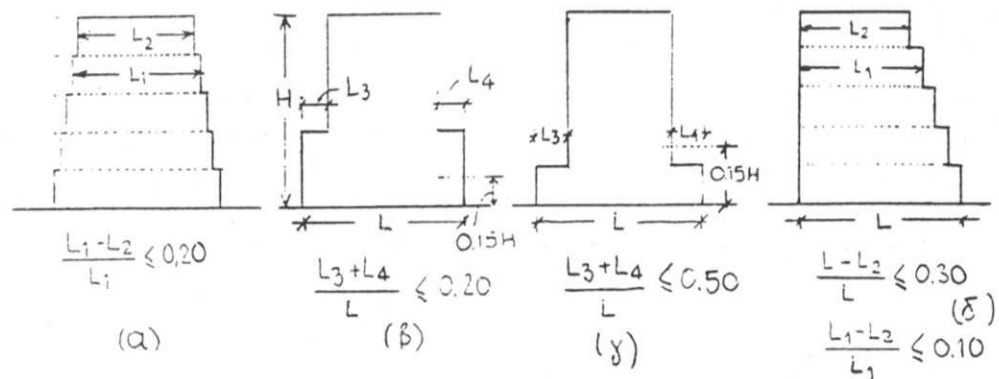
ύ δεν πρέπει
ου 20%.

Β.- Κριτήρια κανονικότητας καθ' ύψος του δομήματος

1. Όλα τα στοιχεία που συμμετέχουν στην ανάληψη της σεισμικής δράσεως (πλαίσια, τοίχια, πυρήνες) πρέπει να διατρέχουν, χωρίς διακοπή, το δόμημα απ' την θεμελίωσή του μέχρι την κορυφή του. Στην περίπτωση κατά την οποία υπάρχουν εσοχές σε διάφορα ύψη, τα υπ' όψη στοιχεία πρέπει να φθάνουν μέχρι την κορυφή του αντίστοιχου τμήματος του δομήματος.
2. Τόσον η εγκάρσια ακαμψία, όσο και η μάζα των ορόφων θα πρέπει να μειώνεται σταδιακά από την βάση προς την κορυφή του δομήματος, χωρίς απότομες μεταβολές.
3. Στην περίπτωση πλαισιωτών φορέων, ο λόγος της πραγματικής αντοχής του ορόφου ως προς εκείνην η οποία απαιτείται βάσει της αναλύσεως δεν πρέπει να μεταβάλλεται δυσαναλόγως από όροφο σε όροφο (μεταβολή των υπεραντοχών).
4. Όταν υπάρχουν εσοχές, εφαρμόζονται και οι ακόλουθοι συμπληρωματικοί κανόνες:

(α) Στην περίπτωση σταδιακών εσοχών, οι οποίες διατηρούν την συμμετρία ως προς τον κατακόρυφον άξονα του δομήματος, η εσοχή σε κάθε όροφο δεν υπερβαίνει το 20% της διαστάσεως του προηγούμενου ορόφου κατά την διεύθυνση της εσοχής (Σχ. α, β).

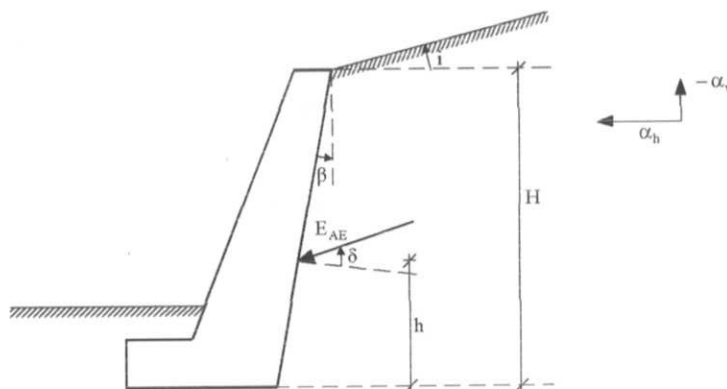
(β) Στην περίπτωση μιάς και μοναδικής εσοχής στο κατώτερο 15% του συνολικού ύψους του φέροντος συστήματος, η εσοχή δεν υπερβαίνει το 50% της διαστάσεως του προηγούμενου ορόφου (Σχ. γ).



Σ' αυτήν την περίπτωση, η κατασκευή στην ζώνη της βάσεως, κατά το τμήμα της που βρίσκεται εντός της περιμέτρου των ανωτέρων ορόφων θα πρέπει να υπολογισθή ώστε να είναι σε θέση να αναλάβη τουλάχιστον το 75% των οριζόντιων τεμνουσών δυνάμεων οι οποίες θα αναπτύσσονταν στην ίδια ζώνη ενός κτιρίου το οποίο δεν θα διέθετε την διαπλάτυνση στην βάση.

- (γ) Στην περίπτωση κατά την οποία οι εσοχές δεν σέβονται την συμμετρία (Σχ. δ), σε κάθε όψη του κτιρίου, το άθροισμα των εσοχών όλων των ορόφων δεν υπερβαίνει το 30% της αντίστοιχης διαστάσεως του ισογείου, ενώ κάθε εσοχή δεν υπερβαίνει το 10% της αντίστοιχης διαστάσεως του προηγούμενου ορόφου.

Μέθοδος Mononobe-Okabe



Σχήμα Δ.1: Τοίχος αντιστήριξης

[1] Η συνολική ενεργητική ώθηση E_{AE} , από την δράση της βαρύτητας και την σεισμική δράση $\{\alpha_h, -\alpha_v\}$, είναι:

$$E_{AE} = 0.5 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - \alpha_v) \cdot K_{AE} \dots \dots \dots (\Delta.1)$$

όπου:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \beta)}{\cos\theta \cdot \cos^2\beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(i - \beta)} \right]^2} \dots \dots (\Delta.2)$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{\alpha_h}{1 - \alpha_v}\right) \dots \dots \dots (\Delta.3)$$

- γ είναι το ειδικό βάρος του εδάφους,
- α_h και α_v είναι αντίστοιχα ο οριζόντιος και ο κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής,
- H είναι το ύψος του τοίχου,
- β είναι η γωνία της παρειάς του τοίχου ως προς την κατακόρυφη,
- i είναι η γωνία της επιφάνειας του εδάφους ως προς την οριζόντια (β και i με την προσήμανση του Σχήματος Δ 1),
- φ είναι η γωνία διατμητικής αντοχής (εσωτερικής τριβής) του εδάφους και
- δ είναι η γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και εδάφους.



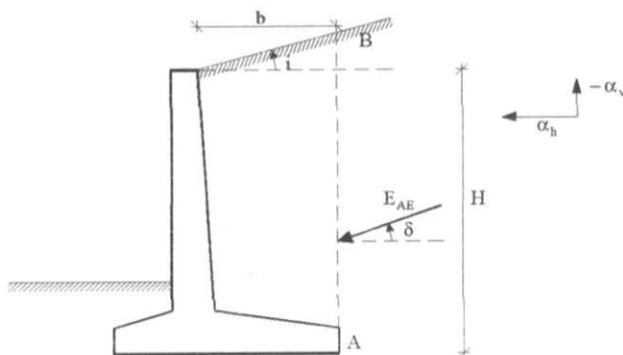
- [2] Όταν στην σχέση (Δ.2) η τιμή του $\sin(\varphi - \theta - i)$ προκύπτει αρνητική, επιτρέπεται να λαμβάνεται ίση με 0.
- [3] Αν δεν γίνει ακριβέστερη εκτίμηση, το ύψος εφαρμογής h της συνισταμένης των ωθήσεων επιτρέπεται να λαμβάνεται από την σχέση:

$$h/H = 0.40 \dots\dots\dots (\Delta.4)$$

- [4] Η αντίστοιχη έκφραση για την παθητική ώθηση, που αναπτύσσεται όταν ο τοίχος κινείται προς την επίχωση, είναι η ακόλουθη:

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta + \beta)}{\cos\theta \cdot \cos^2\beta \cdot \cos(\delta - \beta + \theta) \left[1 - \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta + i)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cdot \cos(i - \beta)} \right]^2} \dots (\Delta.5)$$

- [5] Σε τοίχους μορφής L (με $b \geq H/3$), αν δεν γίνει ακριβέστερη ανάλυση, η ενεργητική ώθηση θα λαμβάνεται δρώσα στο κατακόρυφο επίπεδο AB που διέρχεται από την πίσω ακμή του θεμελίου, με παραδοχή $\delta = i$. Στην περίπτωση αυτή θα λαμβάνονται υπόψη, εκτός από τις δυνάμεις βαρύτητας, και οι αδρανειακές δυνάμεις (με επιταχύνσεις $\alpha_h, -\alpha_v$) που δρουν στο σώμα του τοίχου καθώς και στο πρίσμα γαιών που υπέρκειται του θεμελίου προς την πλευρά της επίχωσης.



Σχήμα Δ.2: Τοίχος αντιστήριξης μορφής L