

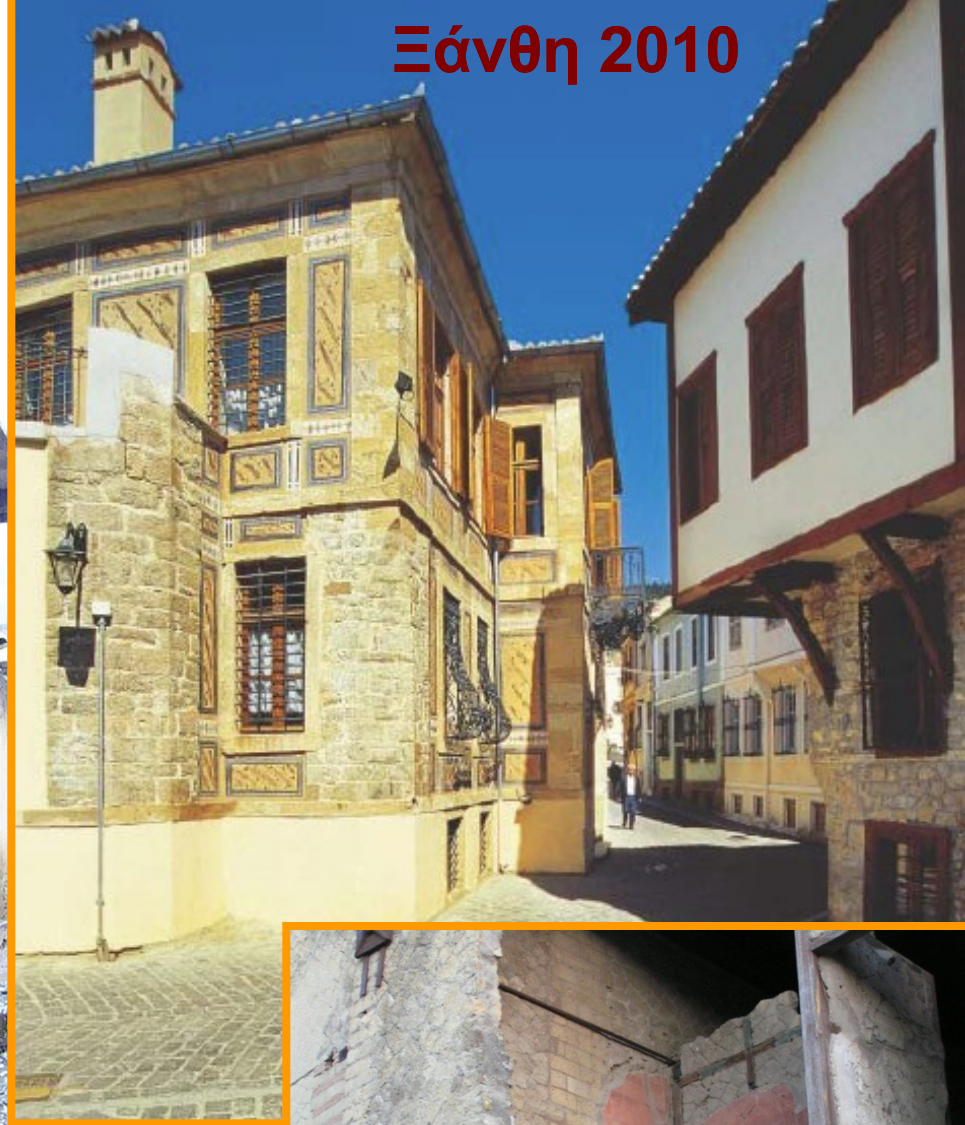
Απλουστευμένο Προσομοίωμα για την Εκτίμηση της Σεισμικής Τρωτότητας Παραδοσιακών Πετρόκτιστων Κτιρίων.



Σ. Πανταζοπούλου
Καθηγήτρια ΔΠΘ



Ξάνθη 2010

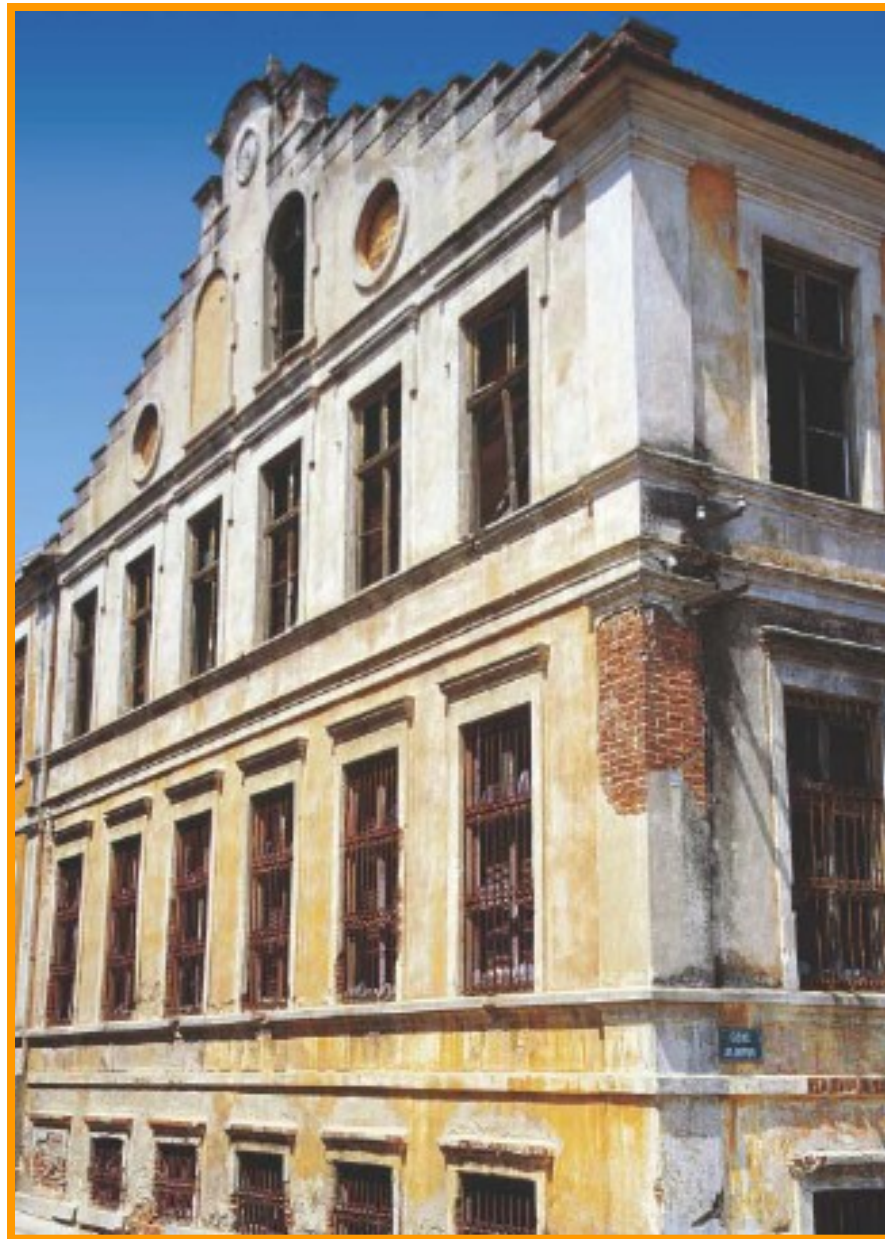


**Herculaneum 78 μ.Χ.
Opus Craticium**

Ξάνθη 2010



**Παλαιά Πόλη: Παραδοσιακές
κατοικίες**



Καπναποθήκες εποχής



Herculaneum 78 μ.Χ



Herculaneum 78 μ.Χ.



Herculaneum 78 μ. Χ.



Ξάνθη 2010

**Ισόγειο: πετρόκτιστη τοιχοποιία
Όροφος: Τσατμάς**

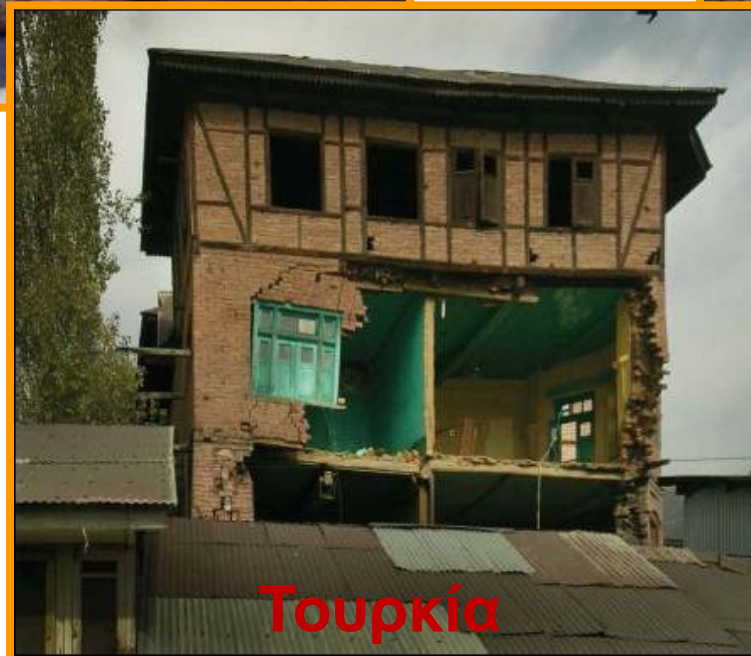
Παρατηρήσεις σε κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία μετά από σεισμό



Ελλάδα



Ινδία



Τουρκία

Η Διαδικασία Αντισεισμικού Σχεδιασμού & Αποτίμησης των Κατασκευών

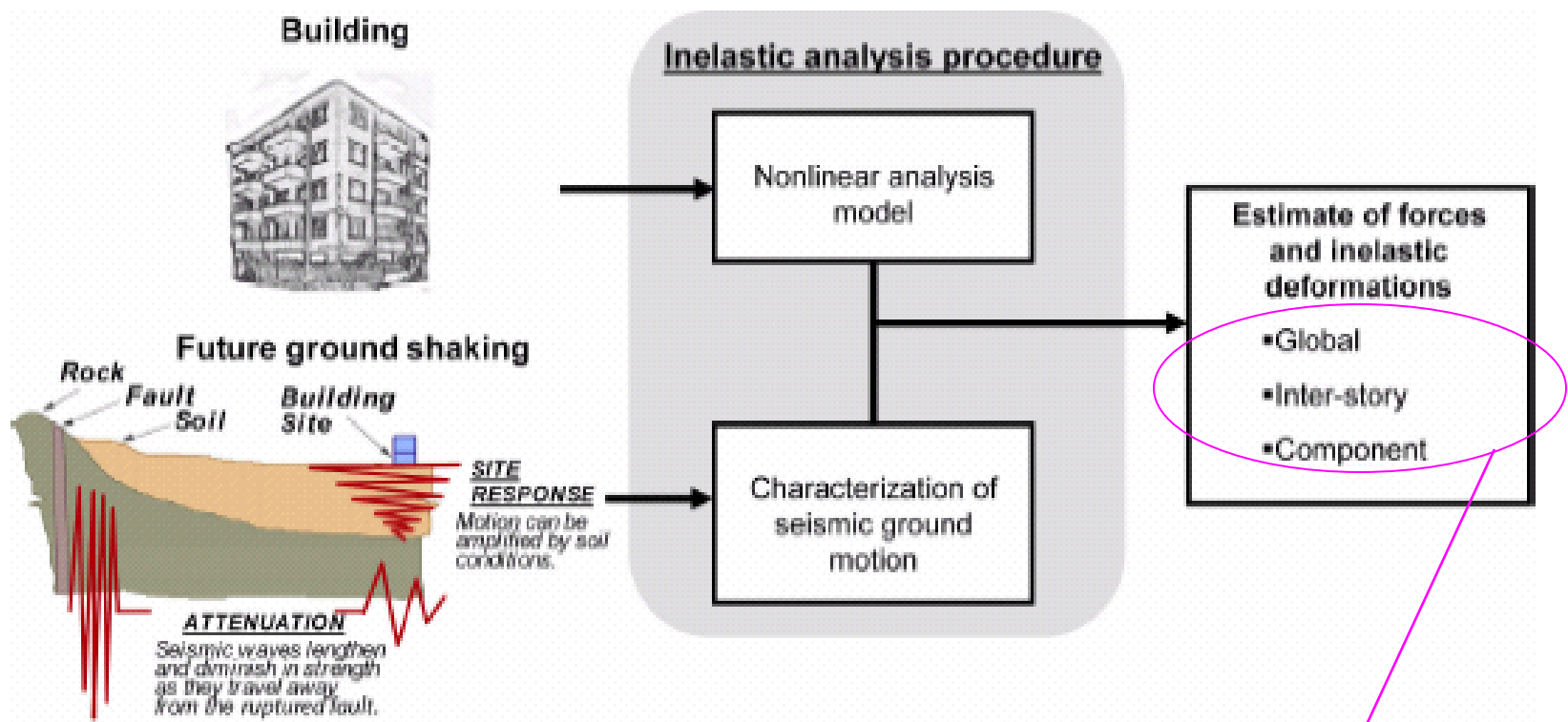


Figure 2-1 Schematic depicting the use of inelastic analysis procedures to estimate inelastic forces and deformations for given seismic ground motions and a nonlinear analysis model of the building.

Η εκτίμηση των επιπτώσεων του σεισμού στις κατασκευές από Ο.Σ. μετράται κυρίως σε όρους παραμόρφωσης του κτιρίου και των επιμέρους συνιστωσών του

ΤΙ ΘΑ ΣΥΜΒΕΙ σε ένα πετρόκτιστο κτίριο όταν αναπτύξει στροφή π.χ. 0.15% περί την κατακόρυφο. Αυτό εξαρτάται από τη μορφολογία του κτιρίου, και από την ικανότητά του να παραμορφώνεται χωρίς αστοχία.

Ζητούμενο: Σεισμική επάρκεια κτιρίων από πετρόκτιστη τοιχοποιία

Δόμηση: προ της ισχύος Σύγχρονων Αντισεισμικών Κανονισμών

Ασαφές σύστημα αντίστασης σε σεισμικά φορτία
(συνδυασμός φερόντων & μη στοιχείων)

- Επιβάρυνση σεισμικής ικανότητας λόγω γήρανσης & διάβρωσης (συνδετικών κονιαμάτων και ξύλινων στοιχείων)



- Παρεμβάσεις των χρηστών



Σεισμική Αναβάθμιση:
επεμβάσεις συμβατές με την αρχιτεκτονική και τα υλικά

Φωτογραφικό υλικό: www.67100.gr



Σεισμική Αποτίμηση : Τρέχουσα Κατάσταση



1. Ταχύς Οπτικός Έλεγχος (εμπειρική προσέγγιση): Με βάση την γεωμετρία της κάτοψης και τις ορατές βλάβες

Table 9.3: Recommended allowable number of storeys above ground and minimum area of shear walls for "simple masonry buildings".

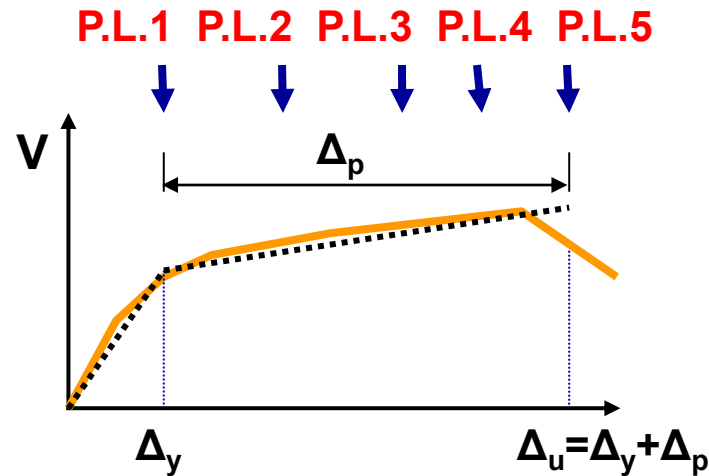
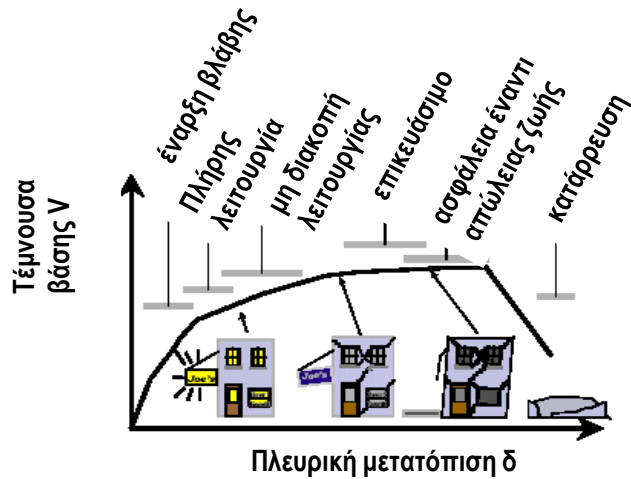
Acceleration at site $a_g \cdot S$		$\leq 0,07 k \cdot g$	$\leq 0,10 k \cdot g$	$\leq 0,15 k \cdot g$	$\leq 0,20 k \cdot g$
Type of construction	Number of storeys (n)**	Minimum sum of cross-sections areas of horizontal shear walls in each direction, as percentage of the total floor area per storey ($p_{A,min}$)			
Unreinforced masonry	1	2,0%	2,0%	3,5%	n/a
	2	2,0%	2,5%	5,0%	n/a
	3	3,0%	5,0%	n/a	n/a
	4	5,0 %	n/a*	n/a	n/a
Confined masonry	2	2,0%	2,5%	3,0%	3,5%
	3	2,0%	3,0%	4,0%	n/a
	4	4,0%	5,0%	n/a	n/a
	5	6,0%	n/a	n/a	n/a
Reinforced masonry	2	2,0%	2,0%	2,0%	3,5%
	3	2,0%	2,0%	3,0%	5,0%
	4	3,0%	4,0%	5,0%	n/a
	5	4,0%	5,0%	n/a	n/a

* n/a means "not acceptable".

** Roof space above full storeys is not included in the number of storeys.

Λόγος πλευρών: $> 1:4$ & Αστήρικτη διάσταση (από εγκάρσιο τοίχο σε κάτοψη) $< 7m$

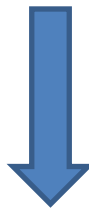
Εκτενής Διαδικασία Αποτίμησης



(α) Προσδιορισμός της Σεισμικής Απαιτήσης:

1. από το φάσμα επιταχύνσεων εκτιμούμε τη σεισμική επιτάχυνση \rightarrow **δύναμη**.
2. από το φάσμα μετακινήσεων εκτιμούμε τη μετακίνηση στο σημείο αναφοράς του ισοδύναμου μονοβαθμίου (ESDOF) \rightarrow **παραμόρφωση**

Σύγκριση μεγεθών



Χρειαζόμαστε το φάσμα σχεδιασμού, την περίοδο του κτιρίου, και το σχήμα με το οποίο παραμορφώνεται

(β) Προσδιορισμός της Διαθέσιμης Ικανότητας:

από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των πεσσών και τη μορφολογία του κτιρίου εκτιμούμε την

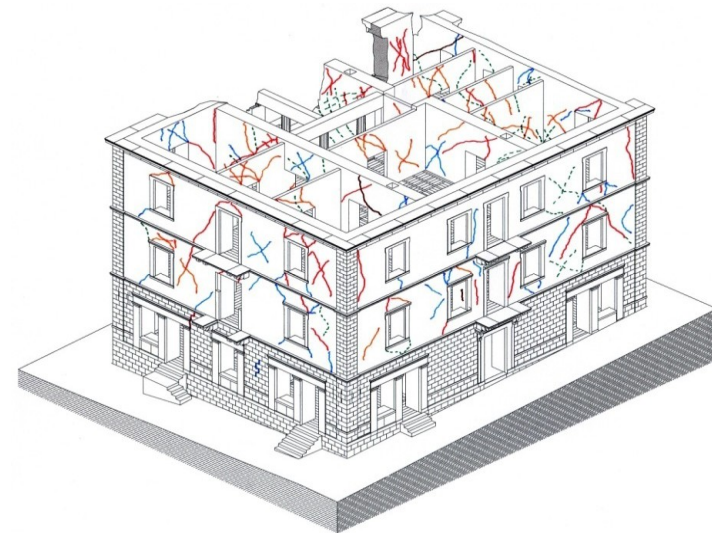
3. καμπυλότητα και γωνιακή παραμόρφωση στη στιγμή της αστοχίας των υλικών,
4. τα μεγέθη των τάσεων στις κρίσιμες θέσεις.

α.1 : Προσδιορισμός της σεισμικής απαίτησης:

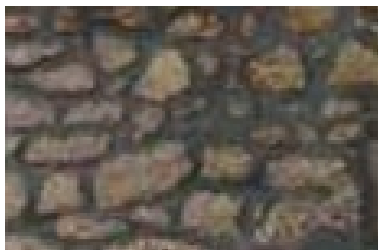
-(i) Από Ανάλυση με Πεπερασμένα Στοιχεία: υπολογισμός έντασης λόγω σεισμού \Rightarrow εντοπισμός υπέρβασης ορίων αντοχής υλικών \Rightarrow ΣΕΝΑΡΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

Αδυναμίες Μεθοδολογίας:

- ✓ διακριτοποίηση & προσομοίωση κτίσματος
- ✓ ασάφεια ως προς: δομικό / στατικό σύστημα
- ✓ βαθμός φθοράς
- ✓ ελλιπής γνώση μηχανικής συμπ. υλικών τοιχοποιίας
- ✓ αλληλεπίδραση διεπιφανειών από ανόμοια υλικά



Κονίαμα + λίθοι



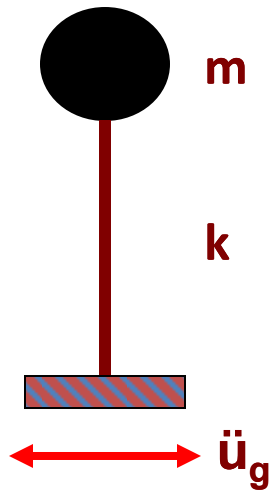
Ξύλο + κονίαμα + λίθοι



Δυσανάλογα μεγάλη
αβεβαιότητα σε σχέση με την
ένταση προσπάθειας

-(ii) Από το Φάσμα Σχεδιασμού σε όρους αναμενόμενης Σεισμικής Μετακίνησης

Σημείο Αναφοράς: Το μονοβάθμιο Σύστημα υπό Σεισμική Διέγερση



$$k \cdot u = -m \cdot \ddot{u}_{\text{total}}$$

Ισορροπία

$$m \cdot \ddot{u} + k \cdot u = -m \cdot \ddot{u}_g$$

Λαμβάνοντας υπόψη ότι: $u_{\text{total}} = u + u_g$

Διαιρώ με m

$$\ddot{u} + \omega^2 \cdot u = -\ddot{u}_g$$

$$\omega^2 = k/m, \text{ και } \omega = 2\pi/T$$

Άρα, στην περίπτωση σεισμικής διέγερσης, η σεισμική σχετική μετακίνηση του κτιρίου σχετίζεται απευθείας με την ολική του επιτάχυνση:

$$\omega^2 \cdot u = -\ddot{u}_{\text{total}}$$

$$\omega^2 \cdot u_{\text{max}} = \ddot{u}_{\text{total, max}}$$

$$u_{\text{max}} = (T^2/4\pi^2) \cdot \ddot{u}_{\text{total, max}}$$

Παράδειγμα: Μέγιστη επιτάχυνση = 0.5g στην κορυφή ενός τριώροφου κτιρίου. Πόση μετακίνηση αναπτύσσει η κορυφή σε σχέση με τη βάση?

Εκτιμώ $T \approx 0.05 \times 9^{3/4} = 0.26 \text{ sec}$. Άρα, $u_{\text{max}} = (0.26^2/4/3.14^2) \times 0.5 \times 9.81 \text{ m/sec}^2 = 0.0084 \text{ m}$. Για ύψος κτιρίου $3 \times 3 = 9 \text{ m}$, έχουμε μέση στρόφη κτιρίου = $0.0084/9 = 0.093\%$.

Φάσμα του Σεισμού Σχεδιασμού: Περιβάλλουσα μέγιστων αποκρίσεων για όλα τα συστήματα (T , ξ)

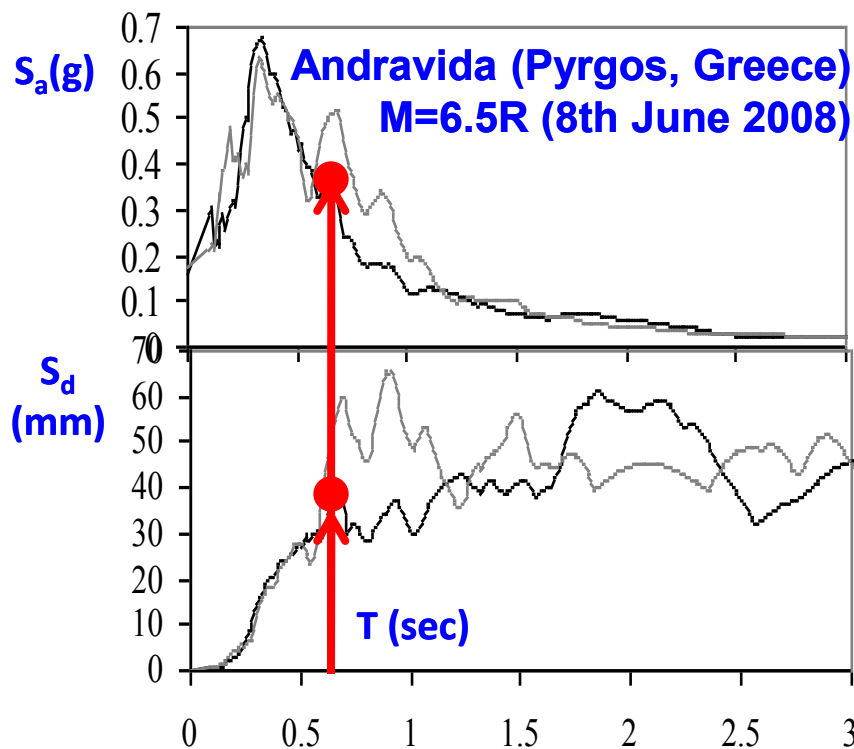
Προσέχω ότι S_a είναι η **ΟΛΙΚΗ** επιτάχυνση, ενώ η S_d είναι η **ΣΧΕΤΙΚΗ** μετακίνηση του κτιρίου

Η ολική επιτάχυνση S_a , προσδιορίζει τη **σεισμική δύναμη** στο κτίριο.

Η σχετική μετακίνηση S_d , προσδιορίζει το **μέγεθος της βλάβης**.

→ Αν το σχήμα ταλάντωσης του κτιρίου είναι γνωστό, τότε μπορώ να βρω την εντατική κατάσταση (εσωτερικές δυνάμεις και παραμορφώσεις) σε κάθε σημείο.

Τυπικό φάσμα (απόκρισης) ολικών επιταχύνσεων και σχετικών μετακινήσεων του σεισμού



Παράδειγμα: Κτίριο, σχήμα ταλάντωσης $\Phi(z) = 1 - \cos(\pi z/H)$, $T=0.25$ sec. Στο σεισμό της Ανδραβίδας θα αναπτύξει μετακίνηση $15\text{mm} \cdot 1.2 = 18\text{mm} \approx 0.02\text{m}$.

Μετακινήσεις καθ' ύψος: $0.02 \cdot (1 - \cos(\pi z/H))$
Καμπυλότητες: $c(z) = 0.02 \cdot (\pi/H)^2 \cdot \cos(\pi z/H)$
Ροπές: $M_f(z) = EI \cdot c(z)$ κλπ.
Έτσι, για κτίριο κάτοψης 5×10 m, πάχος τοίχου 0.5m, $H=5.6$ m, εξάγεται:
 $I = 2 \cdot [(0.5 \cdot 5^3/12) + 0.5 \cdot 10 \cdot 2.5^2 + (10 \cdot 0.5^3/12)] = 73.125\text{m}^4$. Έστω $E=10\text{GPa}$. Ροπή και τέμνουσα βάσης:
 $M = 0.02 \cdot 10^7 \cdot 73.125 \cdot (3.14/5.6)^2 = 0.45 \times 10^7\text{kN-m}$
 $V = 0.3g \cdot 1.2 \cdot (W/g) = 0.36W$

Το φάσμα Σχεδιασμού σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες

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

$$\eta = (10/(5+\xi))^{1/2} \geq 0.55$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{\eta \cdot \beta_o}{q}$$

Για $\xi=5\%$ το $\eta = 1$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{\eta \cdot \beta_o}{q} \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

q = συντελεστής συμπεριφοράς ή πλαστιμότητας. Για ελαστική συμπεριφορά το $q=1$

$$T_D \leq T : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{\eta \cdot \beta_o}{q} \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Η περίοδος T της κατασκευής εκτιμάται είτε προσεγγιστικά, είτε μέσω εξελιγμένης προσομοίωσης. Προσεγγιστικοί κανόνες:

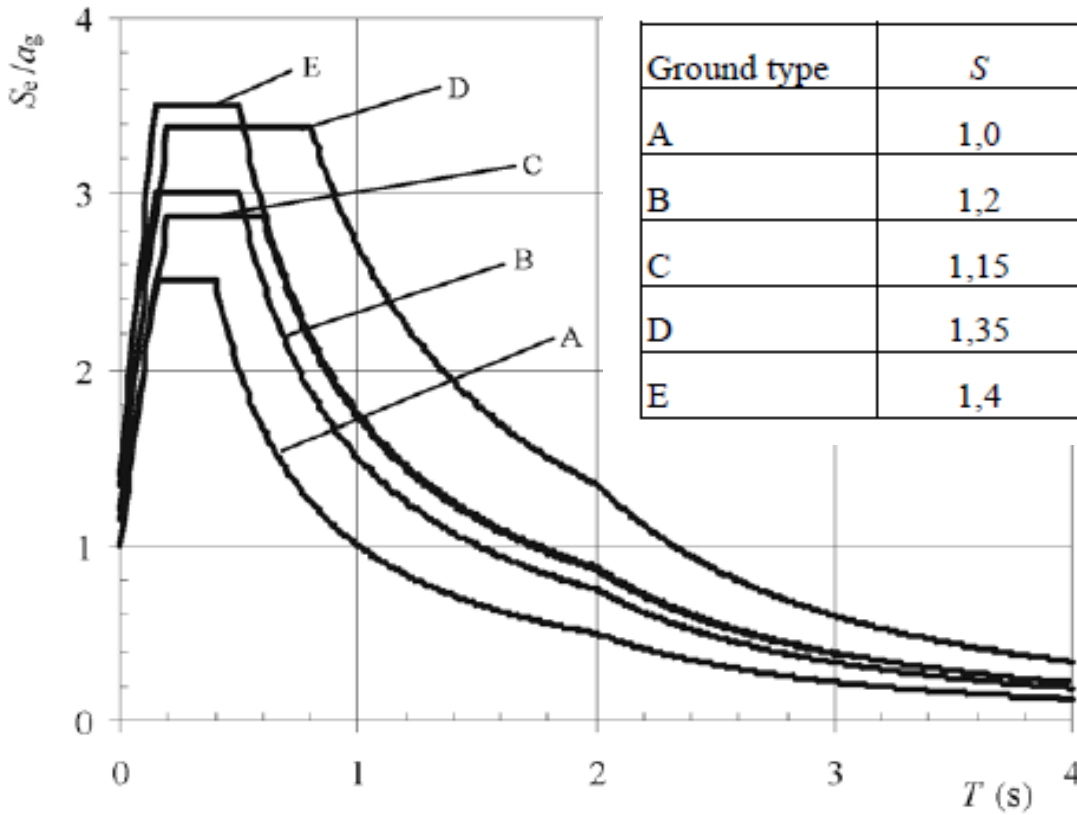
-Μετατροπή του κτιρίου σε ισοδύναμο μονοβάθμιο ταλαντωτή, εύρεση γενικευμένης μάζας και δυσκαμψίας: $\omega = 2\pi/T = \sqrt{(K^*/M^*)}$

-Εμπειρικά βάσει των γεωμετρικών χαρακτηριστικών και τύπου του κτιρίου, της μέγιστης εκτιμώμενης σεισμικής μετακίνησης, κλπ.

-Μερικές από τις εμπειρικές αυτές σχέσεις δίνονται και στον κανονισμό.

Φάσμα EC-8, Type I, για διάφορους τύπους εδαφών

Τιμές παραμέτρων



Ground type	<i>S</i>	<i>T_B</i> (s)	<i>T_C</i> (s)	<i>T_D</i> (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

Figure 3.2: Recommended Type I elastic response spectra for ground types A to E (5% damping)

Ο σεισμικός κίνδυνος ποσοτικοποιείται με την σεισμική επιτάχυνση a_g σε έδαφος τύπου A, για τις διάφορες ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας στις οποίες χωρίζεται η επικράτεια.

Η εδαφική μετακίνηση προκύπτει από την επιτάχυνση του εδάφους a_g ως εξής:

$$d_g = 0.025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D$$

Παράδειγμα:

για $a_g=0.16xg$, $S=1$, $T_C=0.4$, $T_D=2 \rightarrow d_g = 0.025 \times 0.16 \times 9.81 \times 1 \times 0.4 \times 2 = 0.03m$

Η επιτάχυνση του εδάφους προκύπτει από χάρτες σεισμικής επικινδυνότητας ανάλογα με τη θέση της κάθε περιοχής

Πίνακας 2.2: Σεισμική επιτάχυνση εδάφους: $A = \alpha \cdot g$ (g : επιτάχυνση βαρύτητας)

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	I	II	III	IV
α	0.12	0.16	0.24	0.36

Πίνακας 2.5: Κατηγορίες Εδάφους.

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
A	Βραχώδεις ή ημιβραχώδεις σχηματισμοί εκτεινόμενοι σε αρκετή έκταση και βάθος, με τη προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση Στρώσεις πυκνού κοκκώδους υλικού με μικρό ποσοστό ιλυοαργιλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70μ. Στρώσεις πολύ σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μικρότερου των 70μ.
B	Εντόνως αποσασθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη. Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ. Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70μ.
Γ	Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ. Ιλυοαργιλικά εδάφη μικρής αντοχής σε πάχος μεγαλύτερο των 5μ.

Κατηγοριοποίηση εδαφών

Δ	Έδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλασιμότητας ($I_p > 50$) συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10μ.
Χ	Χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοιλιώδη εδάφη υπό τον υδάτινο ορίζοντα, που ενδέχεται να ρευστοποιηθούν (εκτός αν ειδική μελέτη αποκλείσει τέτοιο κίνδυνο, ή γίνει βελτίωση των μηχανικών τους ιδιοτήτων) Εδάφη που βρίσκονται δίπλα σε εμφανή τεκτονικά ρήγματα. (Βλπ. και παρ. 5.1[3]). Απότομες κλίσεις καλυπτόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών κορημάτων. Χαλαρά κοκκώδη ή μαλακά ιλυοαργιλικά εδάφη, εφόσον έχει αποδειχθεί ότι είναι επικίνδυνα από άποψη δυναμικής συμπεκνώσεως ή απώλειας αντοχής. Πρόσφατες χαλαρές επιχωματώσεις (μπάζα). Οργανικά εδάφη. Εδάφη κατηγορίας Γ με επικινδύνως μεγάλη κλίση.

Δεν ισχύει το φάσμα, θέλει ειδική γεωτεχνική μελέτη

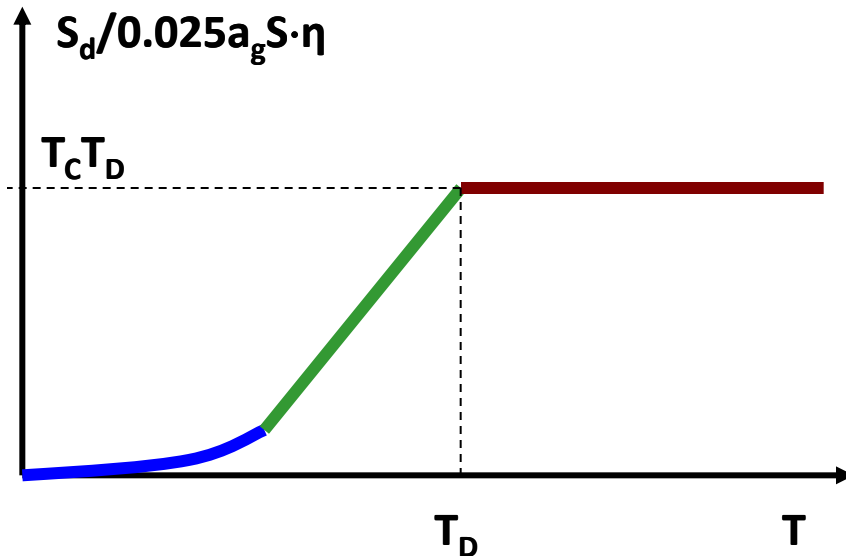
Φάσμα Σχετικών Μετακινήσεων του Σεισμού Σχεδιασμού: Δίνει την Σχετική Μετακίνηση ως συνάρτηση της περιόδου.

$$0 \leq T < T_B : \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \cdot \beta_o - 1) \right] \cdot \frac{T^2}{10}$$

$$T_B \leq T \leq T_C : \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_o \cdot \frac{T^2}{10} = 0.025 a_g \cdot S \cdot \eta \cdot T^2$$

$$T_C \leq T \leq T_D : \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T}{10} \right) = 0.025 a_g \cdot S \cdot \eta \cdot T_C \cdot T$$

$$T_D \leq T \leq 4 \text{ sec} : \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{10} \right) = 0.025 a_g \cdot S \cdot \eta \cdot T_C \cdot T_D$$



! Τα εύκαμπτα συστήματα αναπτύσσουν μετακινήσεις που αυξάνονται γραμμικά με την περίοδό τους. Το ίδιο φυσικά και η αντίστοιχη βλάβη

Θεμελιώδης Ιδιοπερίοδος T του πετρόκτιστου κτιρίου:

Προσέγγιση της T κατόπιν υιοθέτησης αντιπροσωπευτικού σχήματος ταλάντωσης

$$T = 2\pi\sqrt{(M^*/K^*)}$$

$$M^* = \text{Γενικευμένη Μάζα} = \sum m_i \cdot \Phi_i^2 + \int m(x,y,z) \cdot \Phi(x,y,z)^2$$

$$K^* = \text{Γενικευμένη Δυσκαμψία} = \sum k_i \cdot \Delta\Phi_i^2 + \int EI(x,y,z) \cdot (\Phi''(x,y,z))^2 + \int GA(x,y,z) \cdot (\Phi'(x,y,z))^2$$

Χρειαζόμαστε το σχήμα $\Phi(x,y,z)$ που θα λάβει η κατασκευή κατά την ταλάντωσή της – έστω και κατά προσέγγιση

Προσέγγιση της T εμπειρικά :

$T = C \cdot H^{3/4}$ όπου $C=0,05$ για πετρόκτιστα, και H το ύψος του κτιρίου μετρούμενο από την στάθμη οροφής άκαμπτου υπογείου (ή θεμελίωση) μέχρι την κορυφή.

Είτε $C=0,075/\sqrt{A_c}$ όπου $A_c = \sum A_x \cdot (0,2 + (L_{wx}/H)^2)$

Παράδειγμα: Για διώροφο ύψους 6m, η εκτιμώμενη περίοδος T είναι 0.19 sec. Για κάτοψη 5 m x 10 m, πάχος τοίχου 0.6m $\rightarrow A_x = 2 \cdot 5 \cdot 0,6 = 6 \text{ m}^2$. Αν τυπικό μήκος πεσσού = 1,5m $\rightarrow A_c = 6 \cdot (0,2 + (1,5/6)^2) = 1,575 \rightarrow C = 0,059$, κοντά με το χονδρικό αποτ.

Εναλλακτικά: Η περίοδος μπορεί να εκτιμηθεί από τη σχέση: $T = 2\sqrt{\Delta}$, όπου Δ είναι η οριζόντια ελαστική μετακίνηση κορυφής που αναπτύσσει το κτίριο αν υποβληθεί σε οριζόντιες δυνάμεις ίσες με τα φορτία βαρύτητάς του.

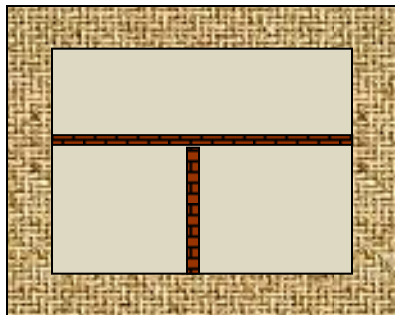
Παράδειγμα: Έστω $\Delta = 0,20\%H \rightarrow T = 2 \cdot \sqrt{0,002 \cdot 6} = 0,21 \text{ sec.}$



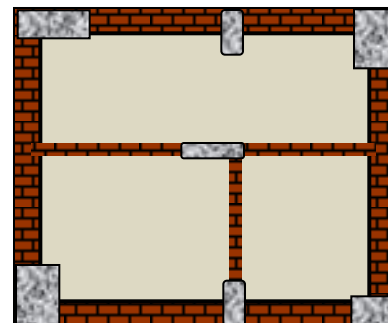
Πετρόκτιστη Τοιχοποιία -vs- Οπλισμένο Σκυρόδεμα

Εμβαδόν φερόντων στοιχείων ΠΤ >> Εμβαδόν φερόντων στοιχείων Ο.Σ.

2όροφη Κατοικία Π.Τ.



2όροφη Κατοικία Ο.Σ.



Διαφραγματική λειτουργία:

Δυσκαμψία ξύλινων δαπέδων << Δυσκαμψία πλάκας Ο.Σ.

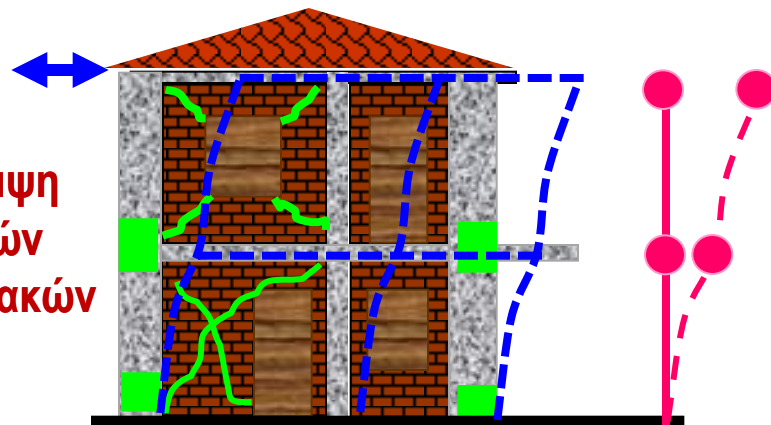
Καμπτο-Διατμητική
παραμόρφωση πεσσών



Διαγώνια ρηγμάτωση
vs
ρηγμάτωση στήλων

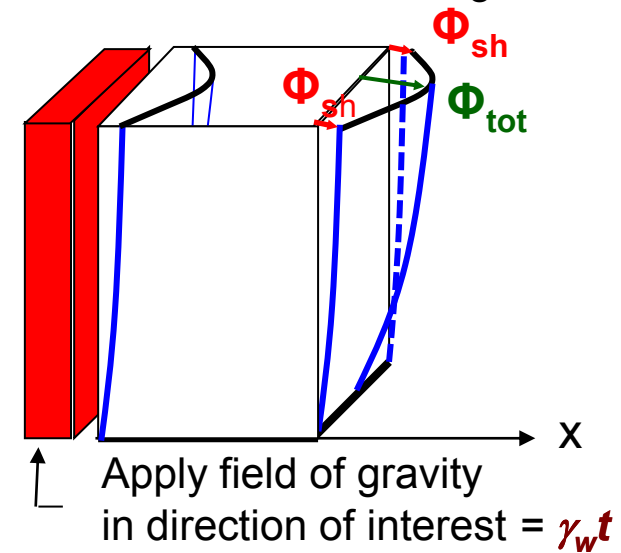
- εκτός επιπέδου κάμψη
- αποκόλληση πεσσών
- αποχωρισμός γωνιακών αγκωναριών

Καμπτική παραμόρφωση
πρισματικών στοιχείων



Αξιόπιστο Σχήμα Ταλάντωσης $\Phi(x,y,z)$ για την μετατροπή σε ισοδύναμο Μονοβάθμιο Ταλαντωτή?

Cantilever model of building



Παράμετροι που επηρεάζουν το $\Phi(x,y,z)$:

- Βαθμός Διαφραγματικής Λειτουργίας
 - Σκυρόδεμα
 - Μεταλλικές δοκοί με Πλινθοπλήρωση
 - Ξύλινα πατώματα (ελαφρά, μικρή διαφραγματ.)
 - Κτιστοί Θόλοι (Βαρειά, απαιτούν παχείς τοίχους)
- Ισοτροπικότητα (κατεύθυνση σανιδώματος, στήριξη στους φέροντες τοίχους)
- Βάρος (μάζα)
- Εάν ασκεί οριζόντιες ωθήσεις στους τοίχους λόγω βαρύτητας (κτιστοί θόλοι)

Για τους τοίχους // στο σεισμό: $\Phi = \Phi_{sh}$

Για τους τοίχους \perp στο σεισμό: $\Phi = \Phi_{sh} + \Phi_f$

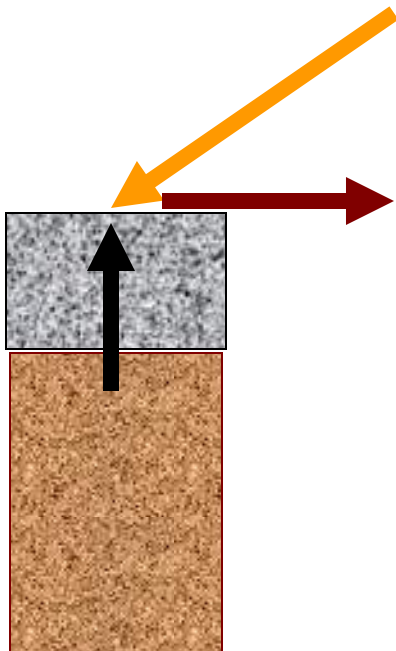
Φ_s η διατμητική συνιστώσα της συνάρτησης σχήματος ενώ Φ_f είναι η καμπτική συνιστώσα, όπου θεωρείται ότι $\Phi = \Phi_s + \Phi_f$.



Διαφράγματα

Ξύλινα Ζευκτά ανά 1 - 2 μ με τεγίδες, σανίδωμα & κεραμίδι:

- Εδράζονται στην περιμετρική δοκό - γρεπίδα (άνω διάζωμα)
- Εάν δεν είναι άκρως υπερστατικά και πολύ καλά δεμένα στην γρεπίδα, δεν αναπτύσσουν ουσιαστική διαφραγματική λειτουργία
- Βάρος εξαρτάται από το είδος της επικάλυψης (ελαφρό κεραμίδι (γαλλικό), Βυζαντινό (καρφωτό), Βυζαντινό κολυμβητό, λίθινες πλάκες)
- Ανεπαρκής δικτύωση ζευκτών: Κάμψη πελμάτων, βύθιση και καταπόνηση ενδιάμεσων (ασθενών) τοίχων, & ωθήσεις περιμετρικών τοίχων (κάθισμα και άνοιγμα της στέγης).



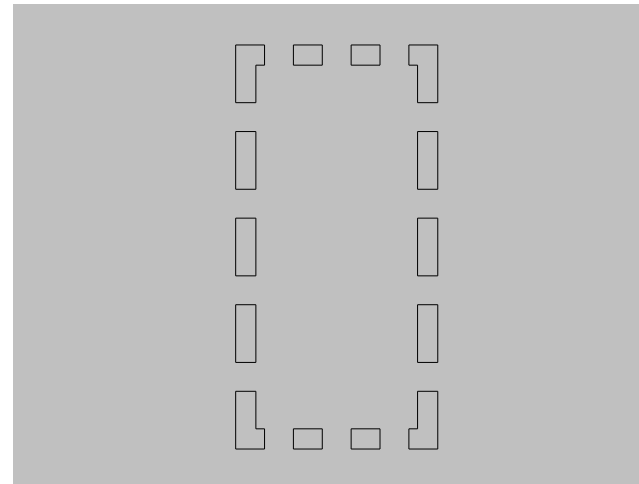
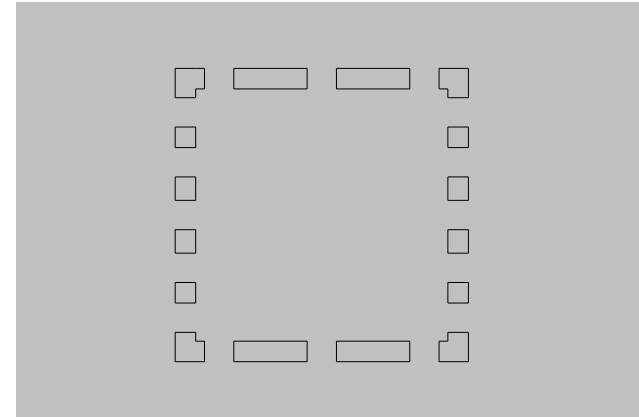
Διαζώματα: Συνήθεις Τύποι:

- Ξύλινα, μεταλλικά ή και από Ο.Σ. σε ανώφλια ανοιγμάτων
- Συνεχή ξύλινα (ξυλοδεσιές), μεταλλικά, ή και από Ο.Σ. ανά 1 μ., ή στη στάθμη των ορόφων, ή στη στάθμη των ανωφλίων και της στέγης.
- Μεταλλικοί ή και ξύλινοι ελκυστήρες. Παθητικοί ή και ελαφρώς προεντεταμένοι. Στις στάθμες των ορόφων ή και όπως τα διαζώματα.
- Κατακόρυφα διαζώματα ή και μεταλλικά (τσατμάς)



Μελέτη του σχήματος ταλάντωσης μέσω προσομοίωσης

- τυπικοί φορείς νεοκλασσικών κατοικιών
 - διώροφες κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία
 - με υπόγειο
 - με ομοιόμορφα κατανεμημένα ανοίγματα
 - 1: κάτοψη **10x10μ.**
 - 2: κάτοψη **7x14μ.**
-
- παρόμοιο εμβαδόν κάτοψης
 - μελέτη της εκτός επιπέδου κάμψης σε σχέση με το μήκος του τοίχου που είναι κάθετα στο σεισμό



Παράμετροι:

- ποσοστό των ανοιγμάτων
- δυσκαμψία των διαφραγμάτων

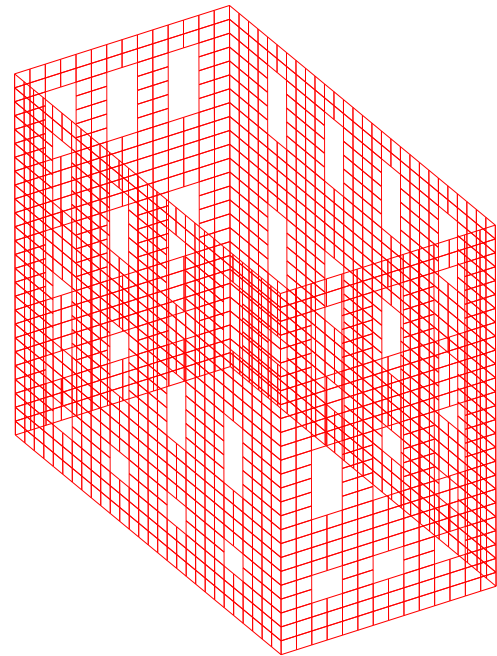
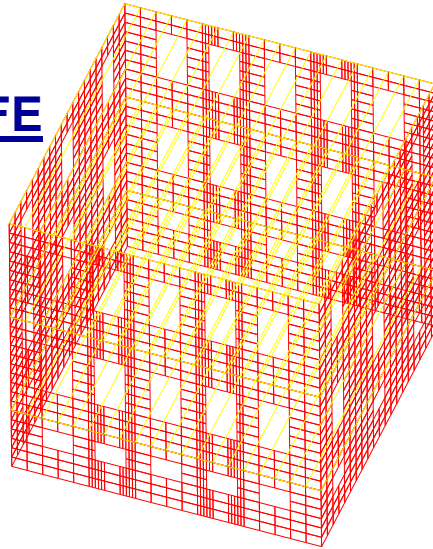
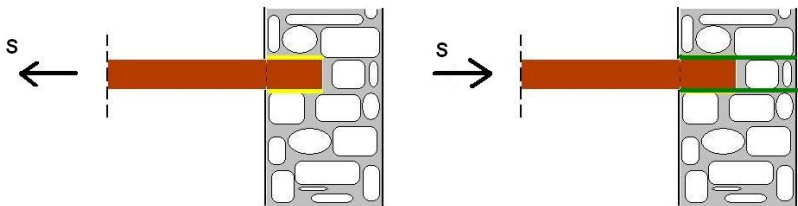
Προσομοίωση:

- Τοιχοποιία : συνεχές μέσο ; επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία κελύφους
- Γραμμικά στοιχεία για τα ξύλινα πατώματα, οροφή στέγης, διαζώματα
- Συνδέσεις και επαφές με ελατήρια συνάφειας
- Στοιχεία μονόπλευρων επαφών για περιμετρικούς τοίχους υπογείου στην κατεύθυνση που εδράζονται στο έδαφος.

F.E.M.

Η επιρροή της δυσκαμψίας διαφράγματος φαίνεται στη διαφορά μεταξύ Φ_{total} και Φ_{sh}

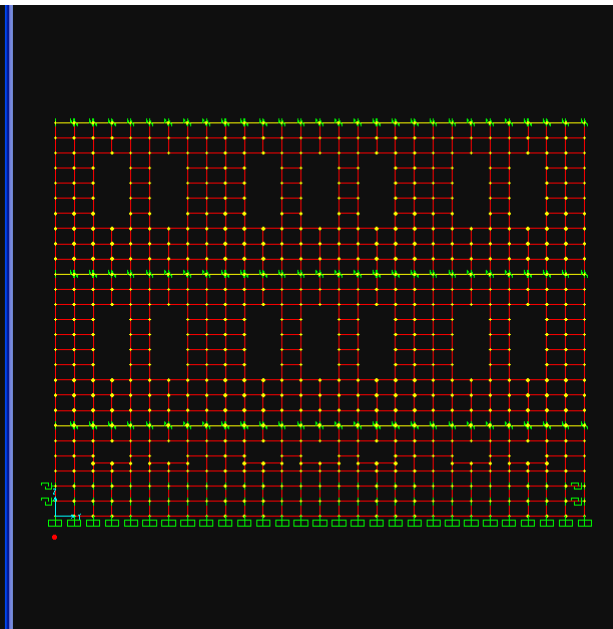
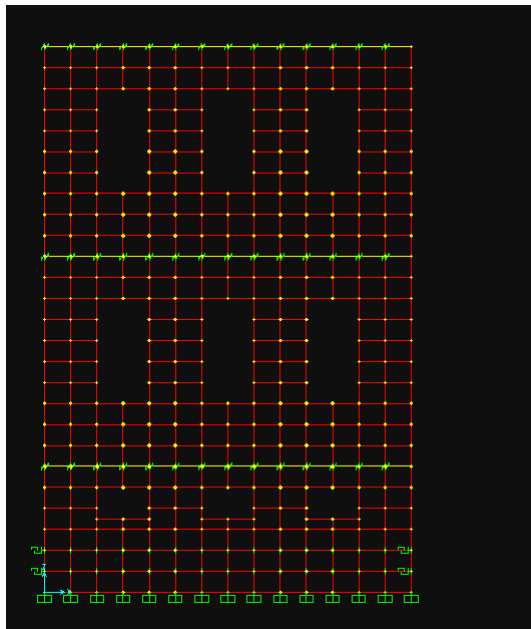
Μελέτη κατόπιν προσομοίωσης με FE

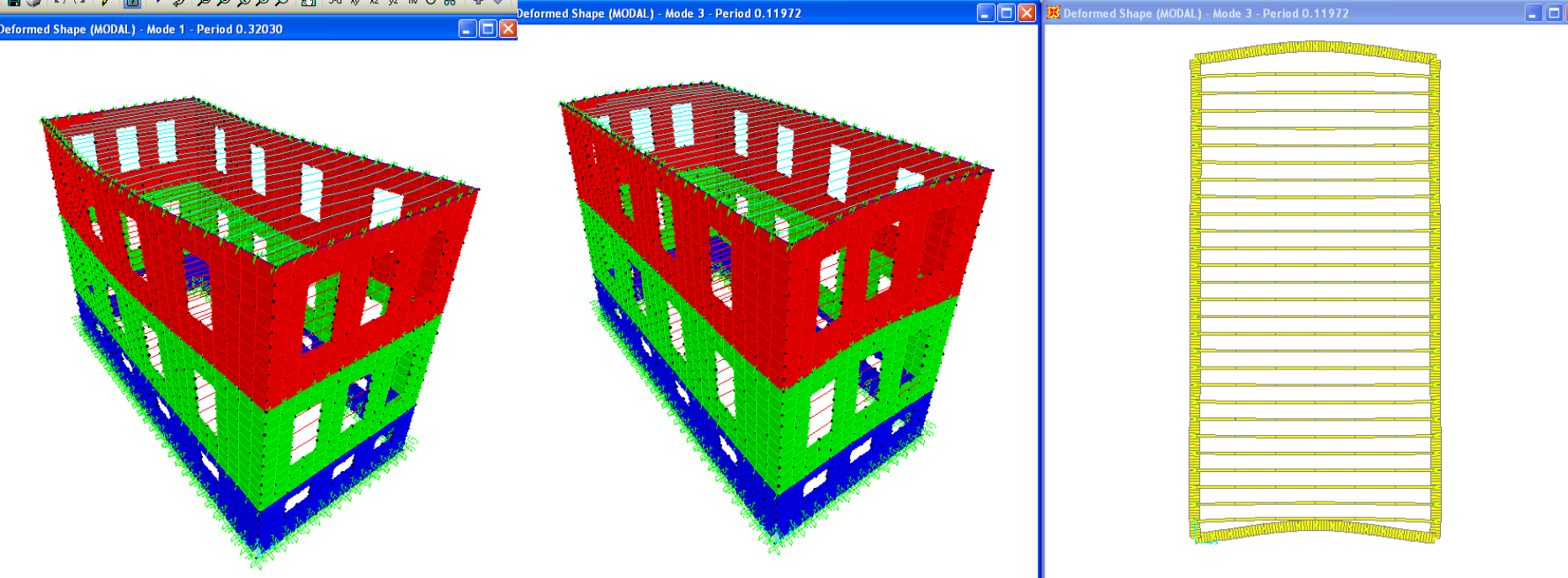


Παράμετροι Μελέτης:

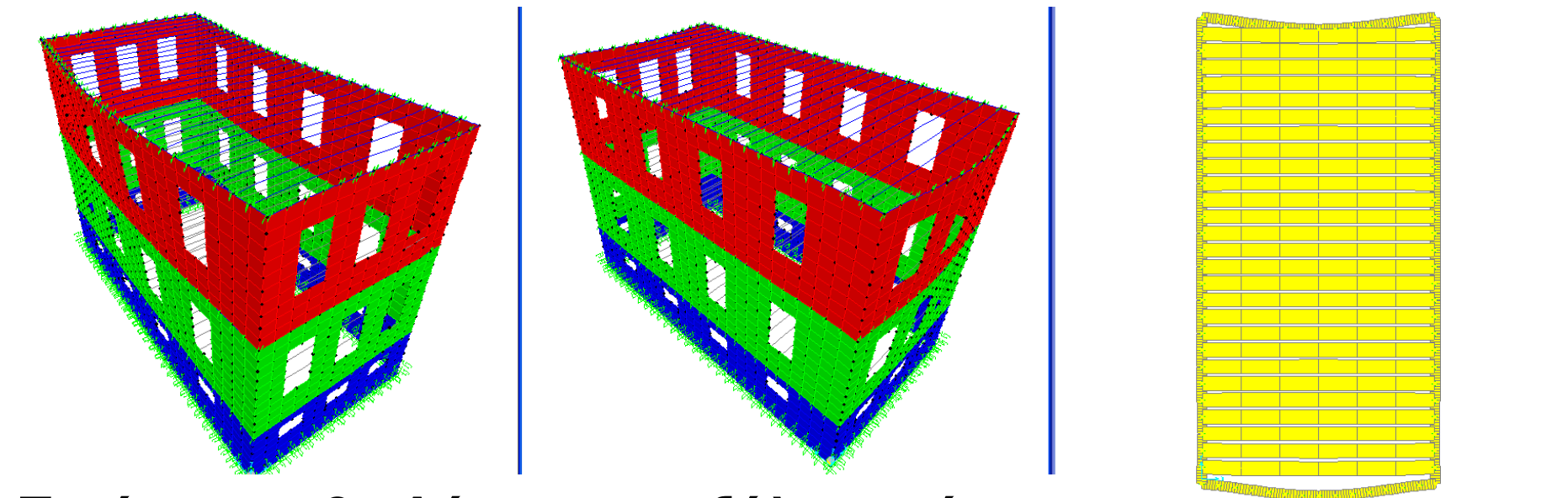
-Δυσκαμψία οριζοντίων διαφραγμάτων

-Εμβαδόν Ανοιγμάτων και απόσταση μεταξύ τους (εάν δημιουργούνται καμπτικοί ή διατμητικοί πεσσοί ανάμεσά τους)

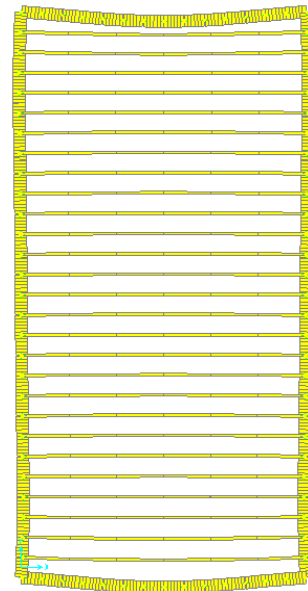
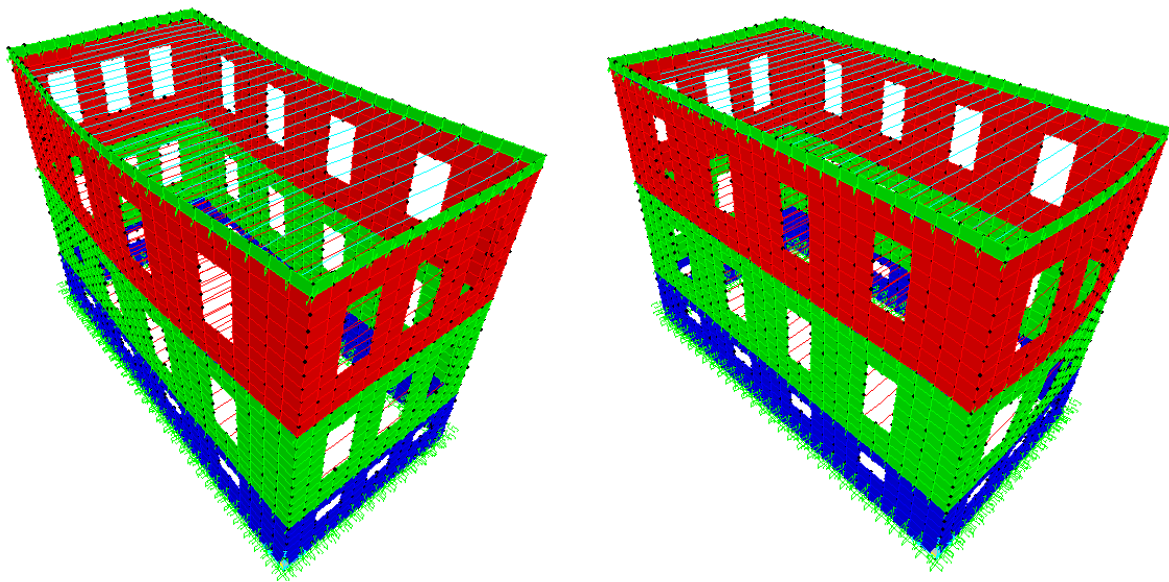




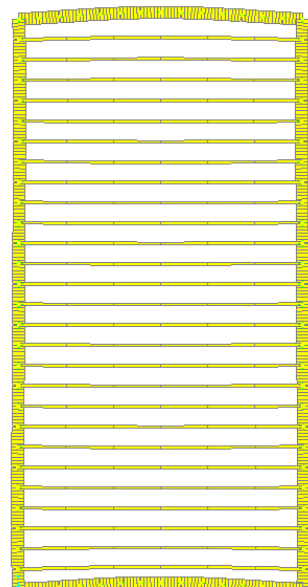
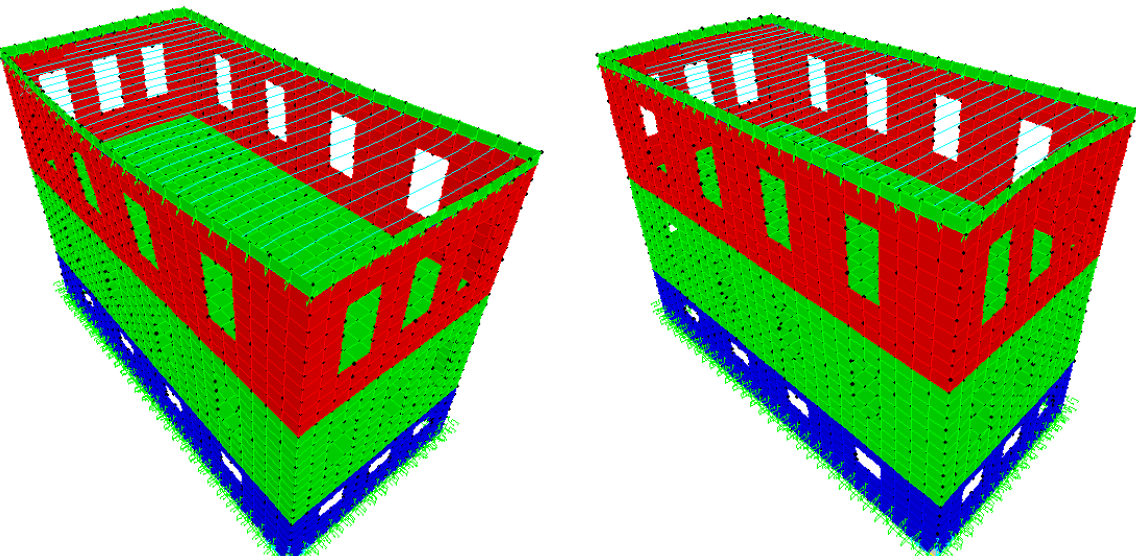
Περίπτωση 1: Σύνηθες ξύλινο πάτωμα



Περίπτωση 2: Δύσκαμπτο ξύλινο πάτωμα

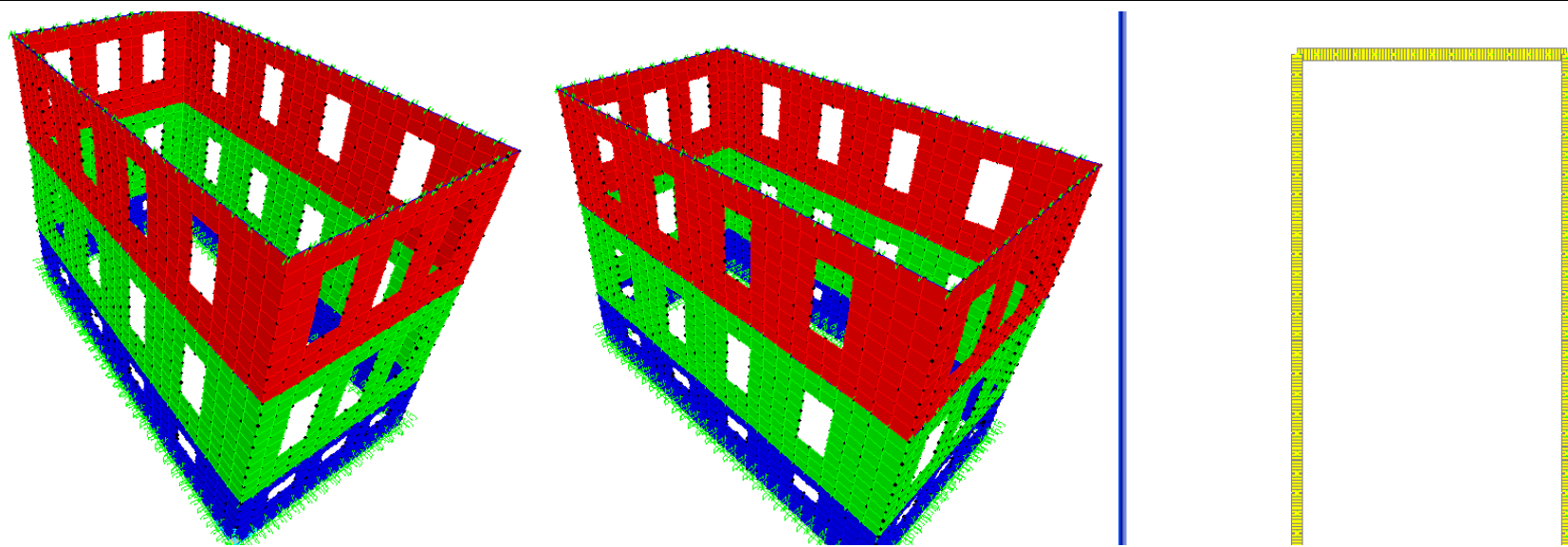


Περίπτωση 3: Ξύλινο διάφραγμα στον όροφο, στέψη με γρεπίδα Ο.Σ.



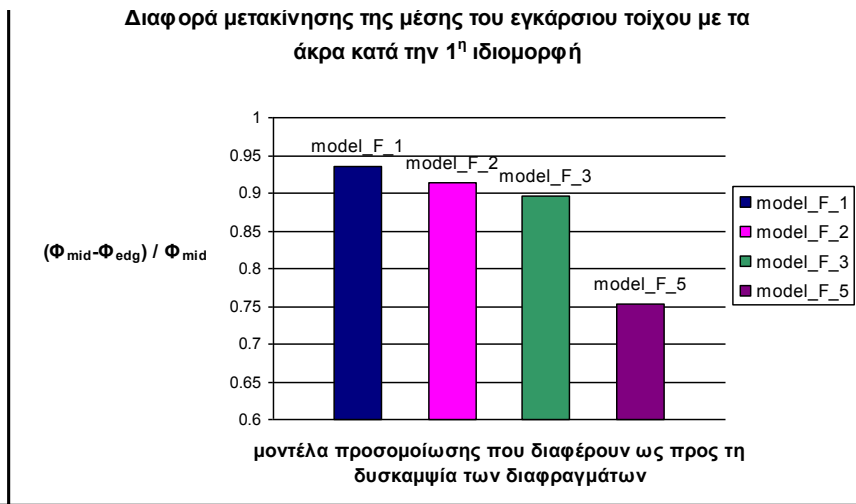
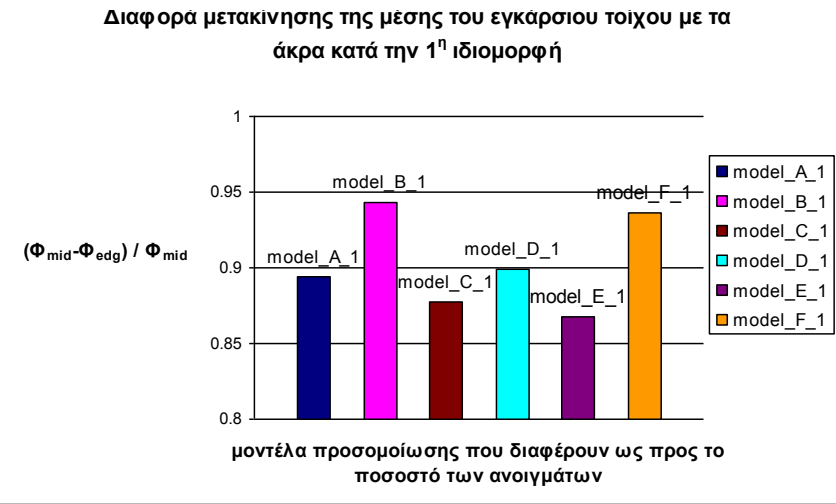
Περίπτωση 5: Πλάκα Ο.Σ. στον όροφο, γρεπίδα στην στέψη

Περίπτωση 4: Διαφραγμ. λειτουργία με καταναγκ. κατά z

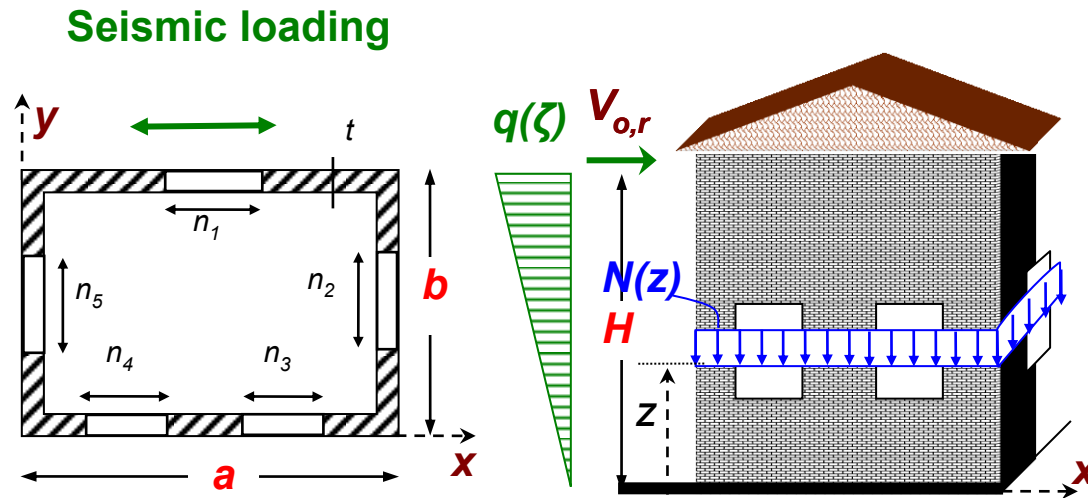


Ανοίγματα ανά όροφο: Ονομασία περιπτώσεων:

- A: 4 αν. στην επιμήκη πλευρά, 3 στην μικρή πλευρά.
- B: 4 αν. στην επιμήκη πλευρά
- C: 0 αν. στην επιμήκη, 3 στην κοντή πλευρά.
- D: 7 αν. στην επιμήκη, 3 στην κοντή πλευρά
- E: όπως η A, όμως στην κοντή πλευρά τα ανοίγματα είναι κοντά σχηματίζοντας καμπτικούς πεσσούς.
- F: Χωρίς ανοίγματα



Για την εύρεση του σχήματος λύνουμε πρώτα με κλειστές εκφράσεις την απόκριση του δομήματος υπό τα ίδια βάρη ασκούμενα οριζοντίως



$$\Delta_f^{outofplane} \left(\frac{b}{2}, H \right) = 0.105 \cdot e^{-2.65 \cdot \frac{H}{b}} \cdot \frac{\gamma_w \cdot t \cdot H^4}{D} \cdot 0.6$$

$$\Delta_s = \frac{0.5 \cdot \gamma_w \cdot (a + 0.5 \cdot b) \cdot H^2}{a \cdot G_w}$$

όπου

$$D = \frac{E_w \cdot t^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)}$$

$$\Delta_{\text{ανοίγματος}}^+ = \frac{1}{2} \cdot (z_2 - z_1) \cdot \left(\frac{V}{G \cdot A_{\text{reduced}}} - \frac{V}{G \cdot A} \right) \cdot \left(\frac{H - z_2}{H} + \frac{H - z_1}{H} \right)$$

Κατανομή καθ' ύψος της μετακίνησης τοίχων // σεισμό:

$$\Delta_s(z) = \Delta_s(H) \cdot \left(\frac{2 \cdot z \cdot H - z^2}{H^2} \right)$$

Όπου η μετακίνηση κορυφής (στέψη) ισούται με:

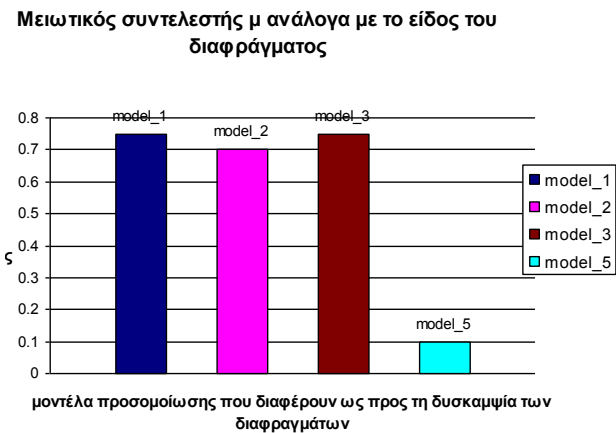
$$\Delta_s(H) = \Delta_s + \mu \cdot \Delta_f^{inplane} + \sum \Delta_{ανοίγματος}^+$$



Μετακίνηση λόγω διατμητικής παραμόρφωσης

Μετακίνηση λόγω κάμψης του κτιρίου θεωρούμενου ως «πρόβολος» με διατομή ταυτόσημη με την κάτοψη του

αύξηση ευκαμψίας λόγω ανοιγμάτων τοίχων



$$\Delta_s = \frac{0.5 \cdot \gamma_w \cdot (a + 0.5 \cdot b) \cdot H^2}{a \cdot G_w}$$

$$V(z) = \gamma_w \cdot t \cdot (H - z) \cdot (2 \cdot a + 2 \cdot b) \rightarrow M_{base} = \frac{2}{3} \cdot H \cdot V_{base} \rightarrow \varphi_{base} = \frac{M_{base}}{E \cdot I}$$

$$\rightarrow \Delta_f^{inplane} = \frac{1}{5} \cdot \varphi_{base} \cdot H^2$$

Εκτός επιπέδου κάμψη τοίχων \perp σεισμό: Μετακίνηση κορυφής στο μέσο του εγκάρσιου τοίχου:

$$\Delta_f^{outofplane}\left(\frac{b}{2}, H\right) = 0.105 \cdot e^{-2.65 \cdot \frac{H}{b}} \cdot \frac{\gamma_w \cdot t \cdot H^4}{D} \cdot 0.6 \quad \text{όπου} \quad D = \frac{E_w \cdot t^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)}$$

Κατανομή καθ' ύψος της μετακίνησης τοίχων \perp σεισμό:

$$\Delta_f(y, z) = \Delta_f(b/2, H) \cdot \frac{z}{H} \cdot \left(\frac{2 \cdot z \cdot H - z^2}{H^2} \right) \cdot \sin \frac{\pi \cdot y}{b}$$

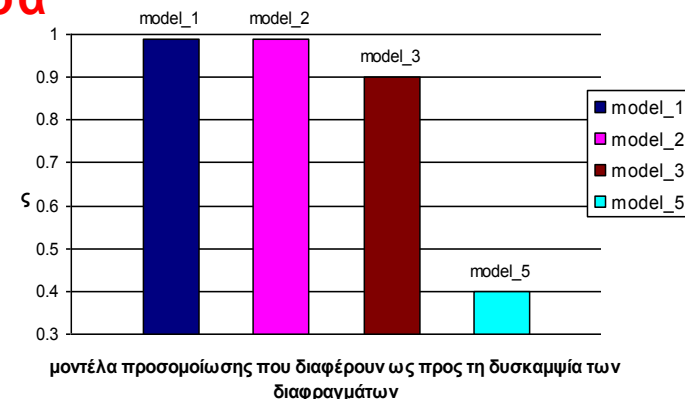
όπου $\Delta_f(b/2, H) = \xi \cdot \Delta_f^{outofplane}$

Κατόπιν αναγωγής στο σημείο αναφοράς (μέσο εγκάρσιου τοίχου, στέψη) το σχήμα είναι:

$$\Phi_T(y, z) = \Phi_s(z) + \Phi_f(y, z)$$

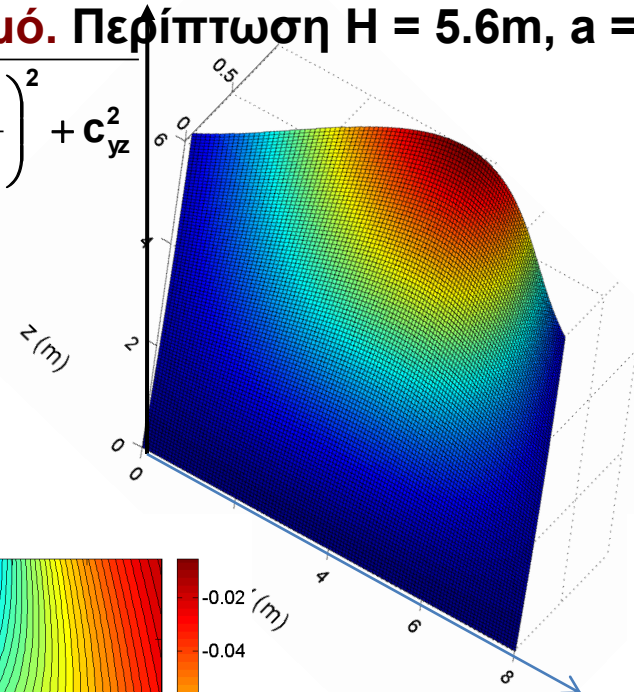
↓ ↑
Συνολική συνάρτηση σχήματος **Καμπτική συνιστώσα** **Διατμητική συνιστώσα**

Μειωτικός συντελεστής ξ ανάλογα με το είδος του διαφράγματος

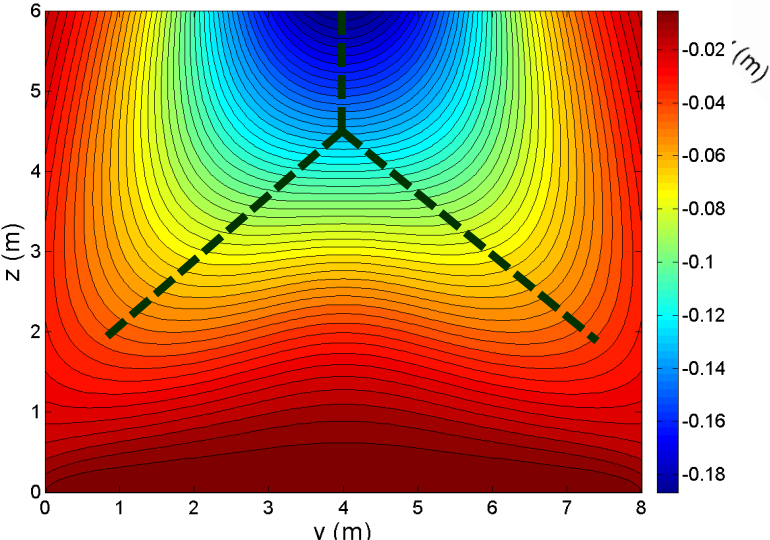


**Υιοθετούμενο σχήμα ταλάντωσης για την εκτός επιπέδου κάμψη των τοίχων
κάθετα προς το σεισμό. Περίπτωση $H = 5.6\text{m}$, $a = 8\text{m}$, $b = 8\text{m}$, $t = 0.625\text{m}$:**

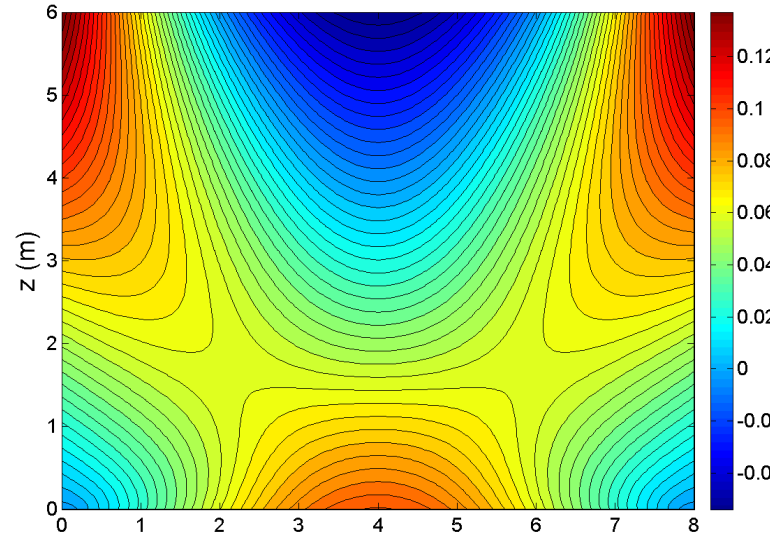
$$c_{1,2} = \frac{c_{yy} + c_{zz}}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{c_{yy} - c_{zz}}{2}\right)^2 + c_{yz}^2}$$
$$c_{zz} = \frac{\partial^2 \Phi_{\text{Tot}}(y,z)}{\partial z^2}$$
$$c_{yy} = \frac{\partial^2 \Phi_{\text{Tot}}(y,z)}{\partial y^2}$$
$$c_{yz} = c_{zy} = \frac{\partial^2 \Phi_{\text{Tot}}(y,z)}{\partial y \partial z}$$



Οι τροχιές αναδεικνύουν τη διαμόρφωση γραμμών διαρροής σε σχήμα ανεστραμένου Υ που προϋδεάζει για τον οικείο μηχανισμό αστοχίας



Τροχιές ελάχιστης (εφελκυστ. έξω αν<0) καμπυλότητας τοίχου



Τροχιές μέγιστης κύριας καμπυλότητας τοίχου

$$M^* = \iint m(y,z) [\Phi(y,z)]^2 \, dydz$$
$$K^* = \int GA \left[\frac{d\Phi_s(y,z)}{dz} \right]^2 dz + \iint EI \left[\frac{\partial^2 \Phi_f(y,z)}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \Phi_f(y,z)}{\partial z^2} \right]^2 \, dydz$$

Συνολική μάζα κτιρίου: μάζα τοιχοποιιών, οροφής M_{rf} και μάζας που οφείλεται στα μόνιμα και κινητά φορτία των ορόφων. $M_{tot} = m_w H + M_{rf} + M_{st} =$

$$2 \cdot \gamma_w \cdot t \cdot (a+b) \cdot H/g + \gamma_r \cdot a \cdot b/g + (\gamma_{st} + 0.3 \cdot q/g) \cdot a \cdot b$$

Ισοδύναμη μάζα

$$M^* = \frac{16}{15} \cdot \gamma_w \cdot t \cdot H \cdot a \cdot \Phi_s^2 + \frac{\gamma_w \cdot t \cdot H \cdot b}{105} \cdot \left(112 \cdot \Phi_s^2 + \frac{308}{\pi} \cdot \Phi_s \cdot \Phi_f + 29 \cdot \Phi_f^2 \right) \\ + M_{rf} \cdot \left(\Phi_s^2 + \frac{4}{\pi} \cdot \Phi_s \cdot \Phi_f + \frac{1}{2} \cdot \Phi_f^2 \right) + \sum M_{st} \cdot b \cdot \left(\frac{2 \cdot z_{st} \cdot H - z_{st}^2}{H^2} \right) \cdot \left(\Phi_s^2 + \frac{1}{2} \cdot \Phi_f^2 \cdot \frac{z_{st}^2}{H^2} \right)$$

Ισοδύναμη δυσκαμψία

$$K^* = \frac{8 \cdot a}{3 \cdot H} \cdot G \cdot t \cdot \Phi_{shear}^2 + E_w \cdot t^3 \cdot \left(1 - \left(\Phi_{shear} + \Phi_f^{inplane} \right) \right)^2 \cdot \left(\frac{b}{3 \cdot H^3} + \frac{\pi^2}{45 \cdot b \cdot H} + \frac{29 \cdot \pi^4 \cdot H}{1260 \cdot b^3} \right) \\ + E_w \cdot I_{κτιρίου} \cdot \Phi_f^{inplane} \cdot \frac{2}{H}$$

όπου $\Phi_{shear} = \Phi_s - \Phi_f^{inplane}$

Παράδειγμα: Έδαφος μέτριας κατηγορίας B
 Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2: $a_g=0.24 \cdot g$,
 $T_B=0.15\text{sec}$, $T_C=0.50\text{sec}$, $T_D=2.00\text{sec}$, $S=1.20$, $n=1.00$.

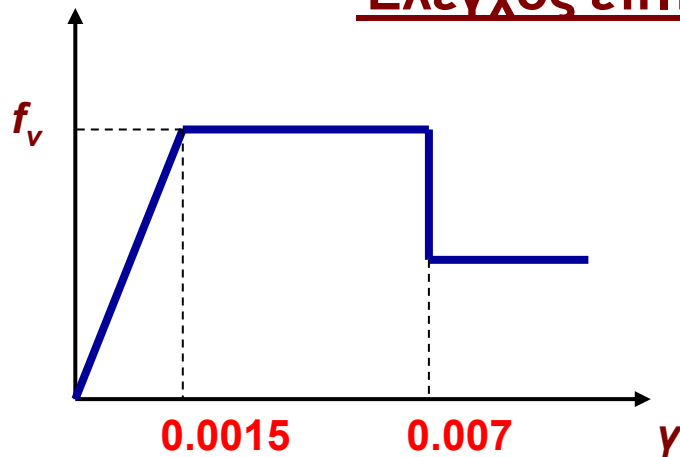
Model_A5		Model_B5		Model_C5		Model_D5		Model_F5	
M*	558.3758	M*	541.9393	M*	558.3758	M*	585.218114	M*	813.9135
K*	665835.3	K*	686807.7	K*	665835.3	K*	815200.798	K*	2919158
T (sec)	0.181861	T(sec)	0.176408	T(sec)	0.181861	T(sec)	0.16826207	T(sec)	0.104862
S_d (mm)	5.92 = 0.1%	S_d (mm)	5.57	S_d (mm)	5.92	S_d (mm)	5.07	S_d (mm)	1.61

Πίνακας αποτελεσμάτων ιδιοπεριόδου και σεισμικής απαίτησης όπως προκύπτουν με χρήση του μαθηματικού μοντέλου για το τετράγωνο μοντέλο κτιρίων

	model_F_1	model_F_2	model_F_3	model_F_5
M*	1156.436961	1156.436961	1204.240556	1531.150622
K*	349138.5841	349138.5841	408843.4114	1738973.739
T(sec)	0.361427923	0.361427923	0.340829962	0.186346864
S_d(T), (mm)	23.4 = 0.4%	23.4	20.8	6.22

Πίνακας αποτελεσμάτων ιδιοπεριόδου και σεισμικής απαίτησης όπως προκύπτουν με χρήση του μαθηματικού μοντέλου για το επιμήκες μοντέλο κτιρίων

Έλεγχος επιτελεστικότητας:



• Τοίχοι // σεισμό

$$V_{Rd1} = c + \mu \cdot \sigma_z$$

$c=0.5(f_t' f_c')^{0.5}$ (όπου $f_t' \div 0.1f_c'$); Αυτό αντιστοιχεί περίπου σε αντοχή σε διάτμηση $0.5MPa$)


Η τυχόν συμβολή διαζωμάτων πρέπει να συνυπολογίζεται στο μοντέλο αντοχής. Αυτή είναι η συνολική δύναμη V_b , που παραλαμβάνεται από τα διαζώματα που τέμνουν μια ρωγμή με κλίση 45°

• Τοίχοι \perp σεισμό

Η καμπυλότητα που μπορεί να παραληφθεί πριν την αστοχία του εγκάρσιου τοίχου προκύπτει από την παραμόρφωση ρηγματώσεως της τοιχοποιίας: $\varphi_{cr}=2(0.1f_c'/E_w t)$, δηλ. περίπου $0.0001/t$.

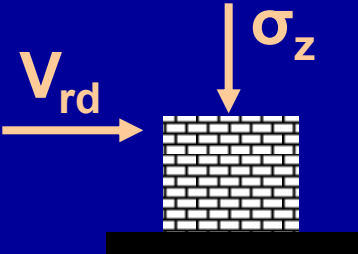
Εάν υπάρχουν διαζώματα τότε οι τοίχοι διαθέτουν πλαστιμότητα έναντι εκτός επιπέδου κάμψης: Μετά την υπέρβαση της φ_{cr} ακολουθεί ρηγμάτωση, όμως η αστοχία σχετίζεται με την εξάντληση της ικανότητας παραμόρφωσης της θλιβόμενης παρειάς(περίπου 0.0035): $\varphi_u = 0.0035/0.3t$

Αξιολόγηση σεισμικής επάρκειας: Μέσω Στατικών Ελέγχων

- απλουστευμένα αλλά αξιόπιστα κριτήρια εκτίμησης σεισμικής τρωτότητας στο στάδιο προελέγχου = f (δυναμικά χαρακτηριστικά)
- Η ένταση της προσπάθειας για την αρχική αξιολόγηση  αβεβαιότητα για το διαθέσιμο ιστορικό του δομήματος

- Μοντέλο τριβής:

$$V_{Rd} = C + \mu \cdot \sigma_z$$



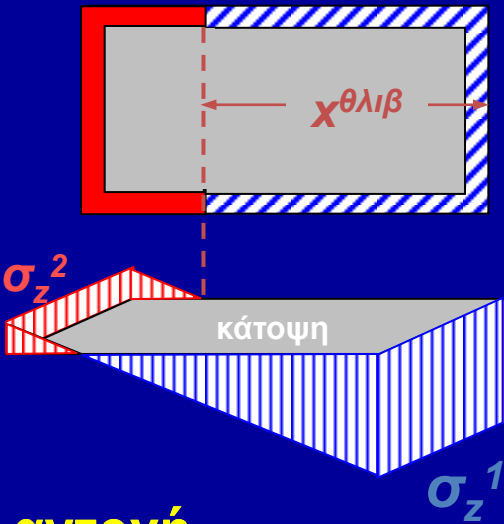
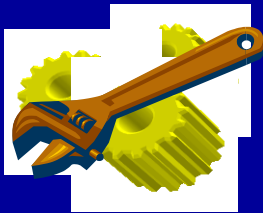
+

- Καμπτική ανάλυση διατομής

$$= V_{sd} < ? > V_{Rd}$$

Σεισμική τέμνουσα

Διατμητική αντοχή



$$V_{Sd} < ? > V_{Rd} : \text{Διατμητική αντοχή}$$

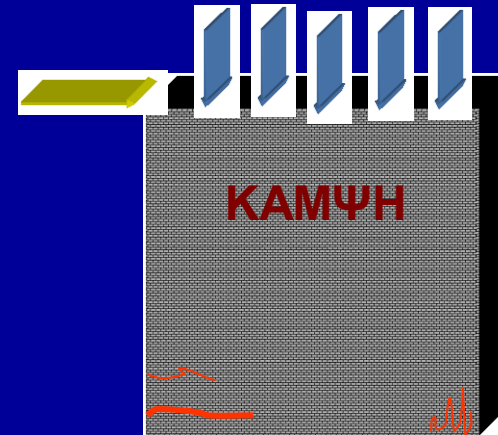
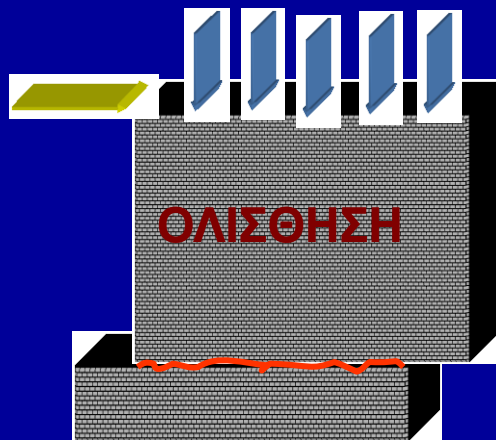
- Μοντέλο τριβής: $V_{Rd} = C + \mu \cdot \sigma_z$

Συνοχή (κονίαμα) \rightarrow C

Ορθή τάση \rightarrow σ_z

Συντελεστής τριβής (1–5, ΚΑΝΕΠΕ)

$$\sigma_z = \frac{N(z)}{A_w} \pm \frac{M_y}{I_y} \cdot x$$



Τύποι Φερουσών Τοιχοποιϊών

Συνήθεις Τύποι:

- **Λιθοδομή**
- **Πλινθοδομή συμπαγών οπτόπλινθων**
- **Πλινθοδομή ωμόπλινθων**
- **Πλινθοδομή διάτρητων οπτόπλινθων**
- **Ξυλόπηκτη τοιχοποιϊα (Γεμισμένο Ξύλινο Δικτύωμα - Τσατμάς)**
- **Ξυλόπλεκτη (μπαγδατότοιχος)**

Οι τρεις τελευταίοι τύποι είναι χαμηλότερης αντοχής. Συνήθως η θεμελίωση είναι από λιθοδομή. Μεγάλη σημασία στη σεισμική συμπεριφορά έχει η διάταξη και η ομοιομορφία καθύψους των ανοιγμάτων. Λόγω μεγάλου βάρους καθ' ύψος της τοιχοποιϊας, η μάζα δεν μπορεί να θεωρηθεί συγκεντρωμένη στους ορόφους

Κονιάματα πλήρωσης:

- **Τσιμεντοκονίαμα με ασβέστη**
- **Ασβέστης + άμμος**
- **Άργιλος (χώμα)**



Αξιολόγηση σεισμικής επάρκειας: Στατικοί Έλεγχοι

$V_{Sd} < ? > V_{Rd}$: Διατμητική αντοχή

$N_w(z) = \gamma_w \cdot A_w \cdot (H-z)$

$N(z) = \gamma_w \cdot A_w \cdot (H-z) + \gamma_r \cdot A_r$

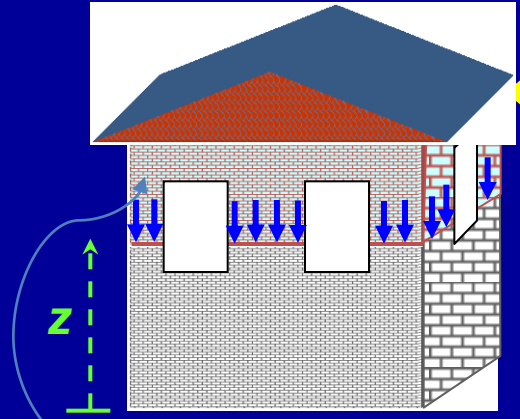
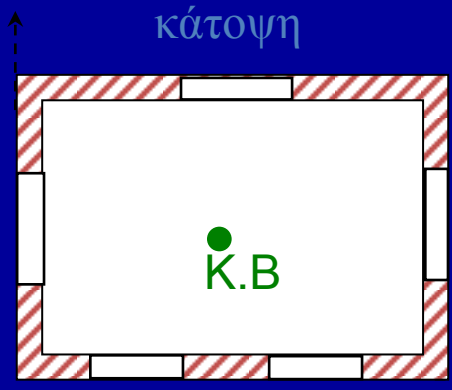
$V_{o,r} = M_r \cdot \Phi_d(T) = (N_r / g) \cdot \Phi_d(T)$ όπου η μάζα οροφής $M_r = N_r / 9.81 \text{ m/sec}^2$, και $\Phi_d(T)$ η επιτάχυνση του φάσματος σχεδιασμού που αντιστοιχεί στην περίοδο του κτιρίου T .

$\gamma_w = 20 \text{ to } 27 \text{ kN/m}^3$
 $\gamma_r = 160-180 \text{ Kg/m}^2$ για σχιστόλιθο,
 $= 110-150 \text{ Kg/m}^2$ για ρωμαϊκού και βυζαντινό κεραμίδι.

Ορθή τάση

$M_y = \int_z^H q(\zeta) \cdot (\zeta - z) d\zeta + V_{o,r} \cdot (H - z)$

$\sigma_z = \frac{N(z)}{A_w} \pm \frac{M_y}{I_y} \cdot x$



Σεισμικό φορτίο στέγης



$q(\zeta) = 2V_{o,w} / H^2 \cdot \zeta$

κό φορτίο
οοίας

N: βάρος στέγης + τοιχοποιίας



Θεωρώντας Μόνο Διατμητική Συμπεριφορά (για απλούστευση των Ελέγχων)

Η $V_{o,w}$ λαμβάνεται από το γινόμενο:

$$V_{o,w} = \lambda \cdot M_w \cdot \Phi_d(T) = \lambda \cdot (N_{w,o}/g) \cdot \Phi_d(T)$$

όπου, $N_{w,o}$ το συνολικό αξονικό φορτίο των τοίχων στην βάση (i.e. $\gamma_w A_w H$) και T η περίοδος. Το λ είναι ο συντελεστής συμμετοχής της μάζας που αντιστοιχεί στο επιλεγμένο σχήμα ταλάντωσης, Φ .

$$(\lambda = \sum m_i \Phi_i / \sum m_j \Phi_j^2)$$

Για τριγωνικό σχήμα, $\lambda = 0.67$

Ροπή λόγω
σεισμού

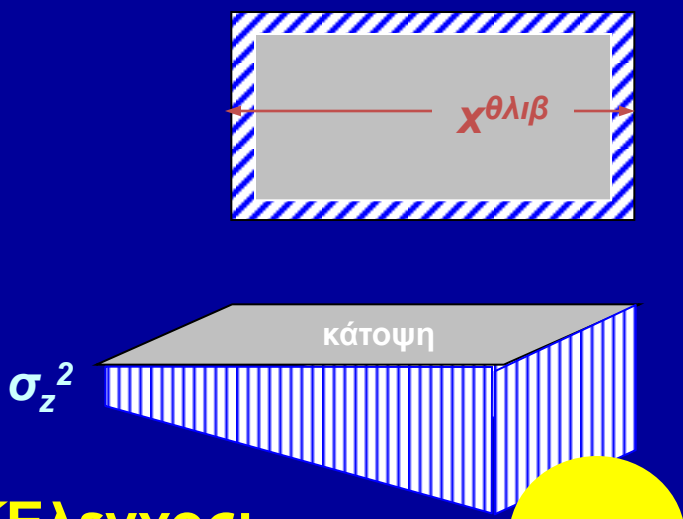
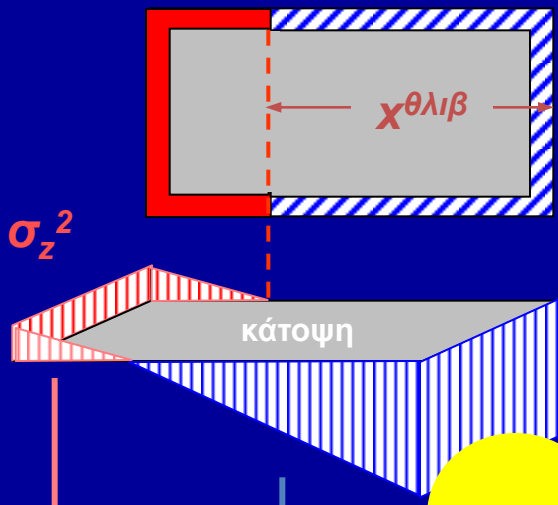
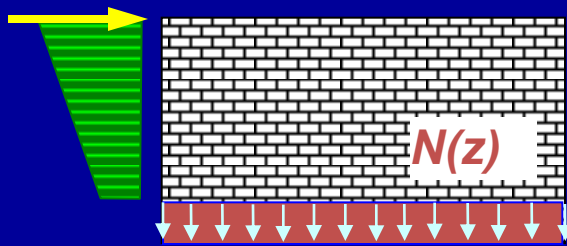
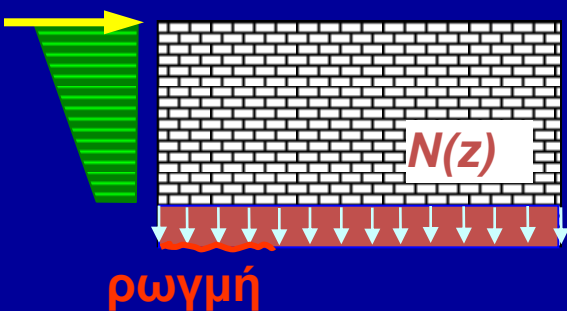
$$M_y = \frac{V_{o,w}}{3H^2} \cdot (2H^3 - 3H^2 z + z^3) + V_{o,r} (H - z)$$

Γενικευμένη μάζα: $M_d = M_w + M_r$

Γενικευμένη δυσκαμψία εντός επιπέδου τοίχου:

$$K_d = E \cdot t / [4 \cdot (h/\ell)^3 + 3(h/\ell)]$$

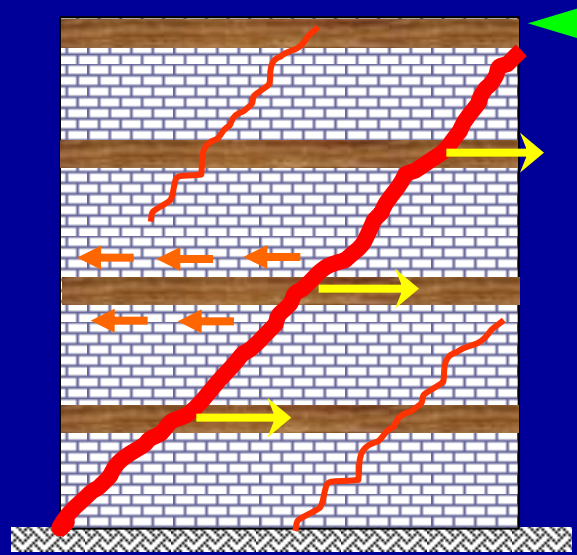
Αξιολόγηση σεισμικής επάρκειας: Στατικοί Έλεγχοι



Έλεγχος:
 $\sigma_z^1 < \text{αντοχή τοιχοποιίας}$

Προσαύξηση διατμητικής αντοχής
Μηδενική διατμητική αντοχή

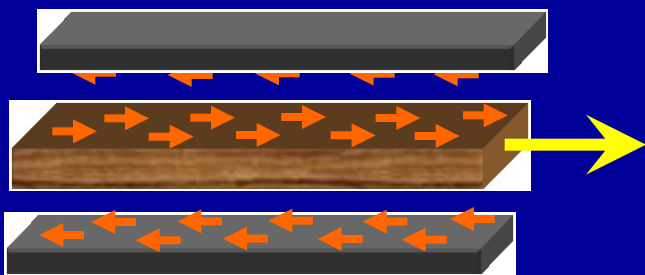
ΔΙΑΖΩΜΑΤΙΚΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑ



$$V_{Rd}^{tot} = V_{Rd} + V_b$$

Συμβολή διαζώματος

Συνάφεια σενάζ -
κονιάματος

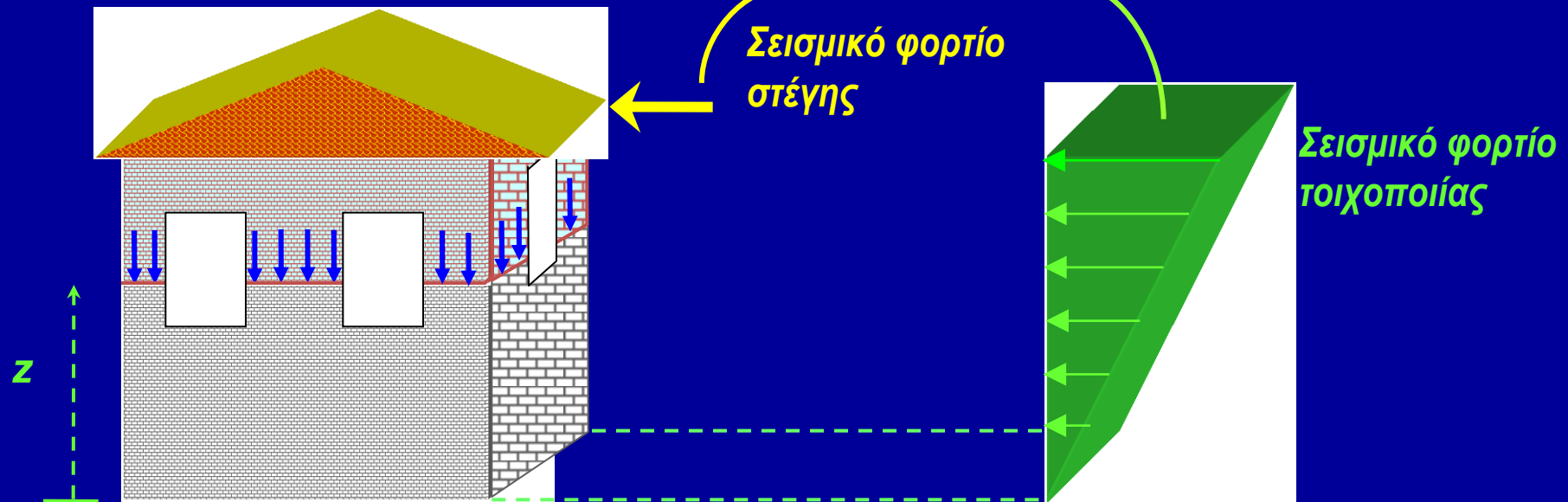


Προχωρημένο στάδιο ρηγμάτωσης:

τα διαζώματα εξ' ολοκλήρου αναλαμβάνουν την Σεισμική Τέμνουσα
⇒ απώλεια συνοχής διαζώματος - κονιάματος ⇒
Η δύναμη που παραλαμβάνει ο τοίχος < αντοχή διαζώματος

Σεισμική Τέμνουσα :

$$V_{Sd} < ? > V_{Rd}$$



ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

$$V_{Sd} < V_{Rd}$$

βάρη στέγης και τοιχοποιίας
γεωμετρία & υλικά
η θέση της διατομής / κάτοψης
σεισμική επιτάχυνση

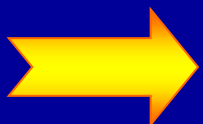
Π.χ. στην κατώτερη στάθμη (z=0):

$$V_{o,w} \left[\frac{1}{A_w} \left(1 + \frac{\xi}{\lambda} \right) \mp \frac{xH}{3I_y} \left(2 + \frac{3\xi}{\lambda} \right) \right] \leq 0.5 \sqrt{f'_t f'_c} + \frac{N_{w,o} (1 + \xi) + u_b P_{\sigma \epsilon \nu \alpha \zeta} \sum_{i=1}^n L_{bi}}{A_w}, \quad \sigma_z^{1,2} \geq 0$$

$$\frac{V_{o,w}}{A_w} \left(1 + \frac{\xi}{\lambda} \right) \leq 0.5 \sqrt{f'_t f'_c} + \frac{u_b P_{\sigma \epsilon \nu \alpha \zeta} \sum_{i=1}^n L_{bi}}{A_w}, \quad \sigma_z^{1,2} \leq 0$$

Κριτήρια επάρκειας

✓ Εκκεντρότητα, e



ταχεία αντίληψη ως προς την ανάπτυξη εφελκυσμού

$$e = \frac{M}{N}$$



Αποκλεισμός εφελκυσμού

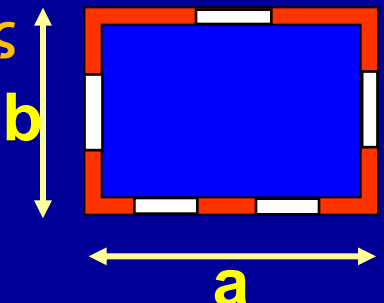


$$\leq \frac{a(a + 3b)}{6(a + b)}$$

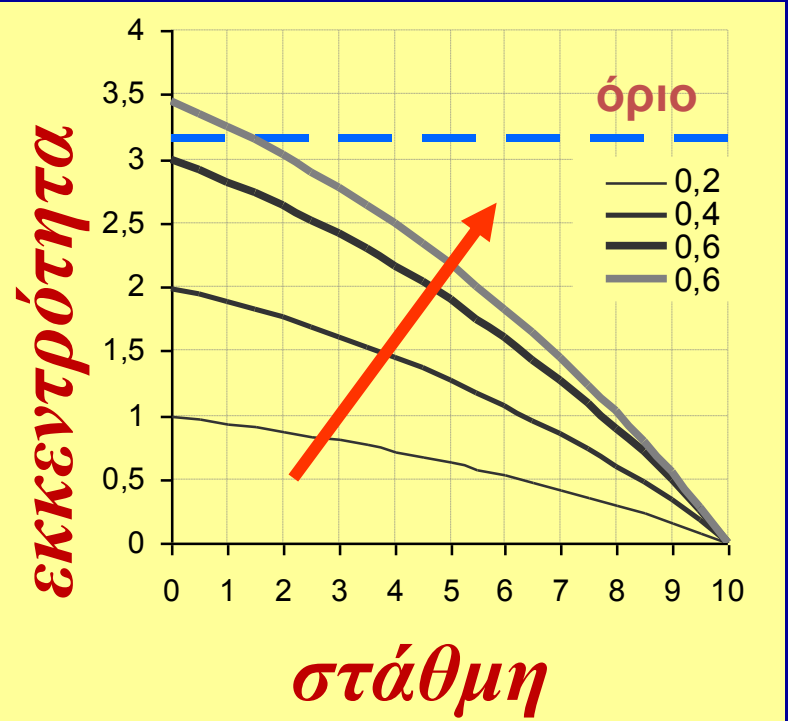


Όριο = f (εμβαδόν & ροπή αδράνειας)

- ↑↑ φασματικής επιτάχυνσης
- ↑↑ βάρους της στέγης

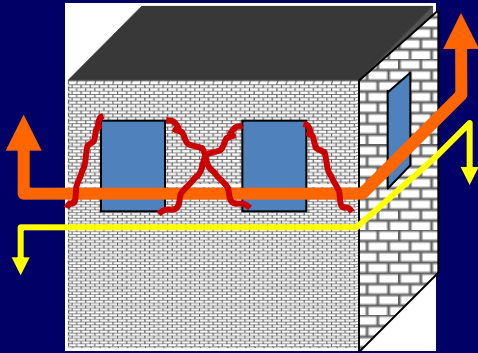


↑↑ φορτίου στέγης ⇒ μεγέθυνση κατανομών εκκεντρότητας



Κριτήρια επάρκειας

- ✓ Εκκεντρότητα, e  ταχεία αντίληψη ως προς την ανάπτυξη εφελκυσμού
- ✓ Έλεγχος $V_{sd} < V_{Rd}$ στις θέσεις ανοιγμάτων



$$V_{sd}(z) = A_w V_{sd} = A_w^{eff} V_{sd}^{eff}$$

μεγέθυνση της διατμητικής σεισμικής τάσης λόγω μείωσης εμβαδού από την παρουσία ανοιγμάτων

$$V_{sd}^{eff} < ? > V_{Rd}$$



Διατμητική αστοχία: διαγώνια ρηγμάτωση