



**Αντισεισμικός Σχεδιασμός  
Υπόγειων Κατασκευών Μεγάλων Διαστάσεων  
σε Μικρό Βάθος  
Οδικές Σήραγγες, Σταθμοί Μετρό,  
Υπόγειοι Χώροι Στάθμευσης**

**Κυριαζής Πιτιλάκης  
Καθηγητής ΑΠΘ**





## Αντισεισμικός σχεδιασμός υπόγειων έργων

- Αυξανόμενο ενδιαφέρον στη χώρα μας λόγω της κατασκευής του Μετρό Αθήνας και της Θεσσαλονίκης, υπόγειων χώρων στάθμευσης καθώς και σημαντικών υπόγειων οδικών έργων, όπως πιθανώς η υποθαλάσσια αρτηρία στην Θεσσαλονίκη

Αποτελούνται από:

- Επιμήκη τμήματα (σύστημα σηράγγων)
- Κατασκευές μεγάλων διαστάσεων σε πολλαπλές στάθμες (π.χ. σταθμοί Μετρό)

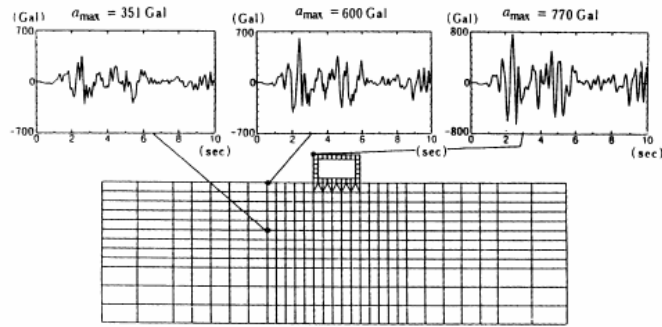
Η μελέτη υπόγειων κατασκευών μεγάλων διαστάσεων παρουσιάζει ιδιαίτερο ενδιαφέρον καθώς οι σχετικές Κανονιστικές διατάξεις και βιβλιογραφικές αναφορές είναι περιορισμένες αν όχι ανύπαρκτες



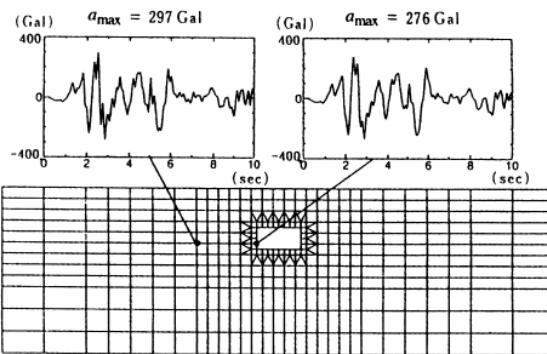
## Αντισεισμική μελέτη υπόγειων κατασκευών

- Η σεισμική απόκριση μιας εγκιβωτισμένης υπόγειας κατασκευής μεγάλων διαστάσεων διαφέρει σημαντικά από την απόκριση μιας υπέργειας κατασκευής
- Οι επιβαλλόμενες μετακινήσεις - παραμορφώσεις του εδάφους είναι σημαντικότερες από τα αδρανειακά φορτία
- Στατικά φορτία και στατικός σχεδιασμός
- Άλλες φορτίσεις (π.χ. άνωση)





### Υπέργεια κατασκευή



### Υπόγεια κατασκευή





## Σεισμική μελέτη υπόγειων κατασκευών

### Διαφοροποίηση από υπέργειες κατασκευές:

- Απόκριση της υπόγειας κατασκευής : Αδρανειακή, κινηματική
- Κινηματική και αδρανειακή αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής
- Εγκιβωτισμένη κατασκευή (ενδοσιμότητα του εδάφους, σύνθετα θέματα αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής)
- Η σεισμική απόκριση μιας εγκιβωτισμένης υπόγειας κατασκευής μεγάλων διαστάσεων διαφέρει σημαντικά από την απόκριση μια υπέργειας κατασκευής
- Οι επιβαλλόμενες μετακινήσεις και παραμορφώσεις του εδάφους είναι σημαντικότερες από τα αδρανειακά φορτία



## Αντισεισμικός σχεδιασμός υπόγειων έργων

### Συνήθης πρακτική μελέτης στον ελληνικό χώρο:

- Δυναμικές εδαφικές ωθήσεις : Εφαρμογή διατάξεων ΕΑΚ 2000 για ακλόνητους ή παραμορφώσιμους τοίχους
- Monopobe-Okabe
- Αδρανειακή απόκριση κατασκευής : Ισοδύναμα στατικά φορτία
- Ενδοσιμότητα εδάφους : Εκτίμηση τιμών ελατηρίων περιμετρικά της κατασκευής

### Με βάση τη φυσική του φαινομένου και τη διεθνή εμπειρία

- Ανάλυση της κατασκευής με την επιβολή μετακινήσεων-καταναγκασμών λόγω σεισμού
- Πλήρης δυναμική ανάλυση







## Περιεχόμενα

Ανασκόπηση μορφολογίας υπόγειων κατασκευών μεγάλων διαστάσεων - Παθολογία

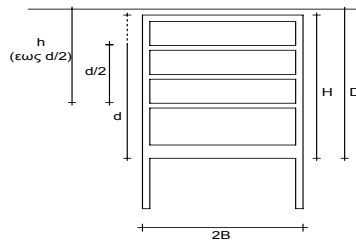
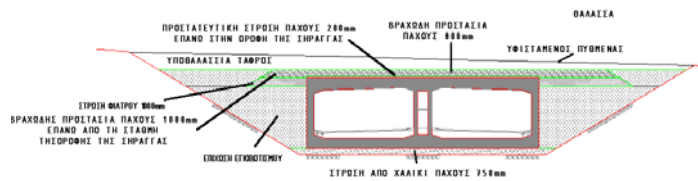
Αρχές και φιλοσοφία αντισεισμικού σχεδιασμού

Παραδείγματα

- Πολυώροφος σταθμός Μετρό
- Υποθαλάσσια αρτηρία



## Τυπικά παραδείγματα



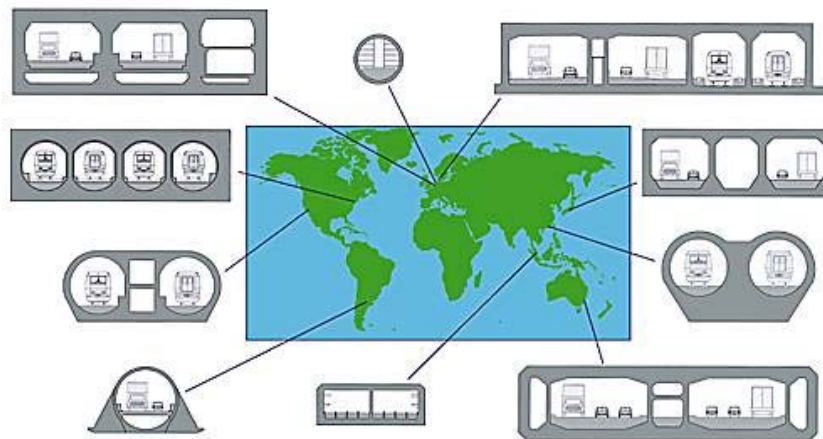
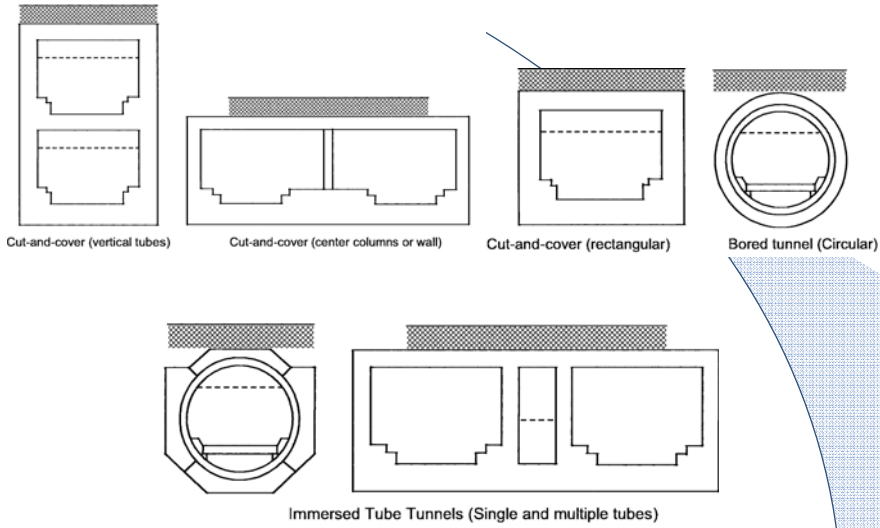


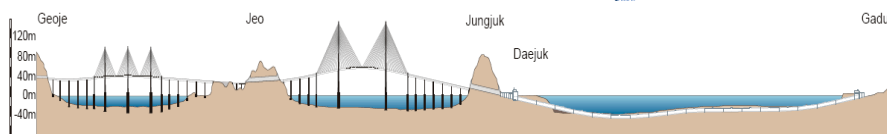
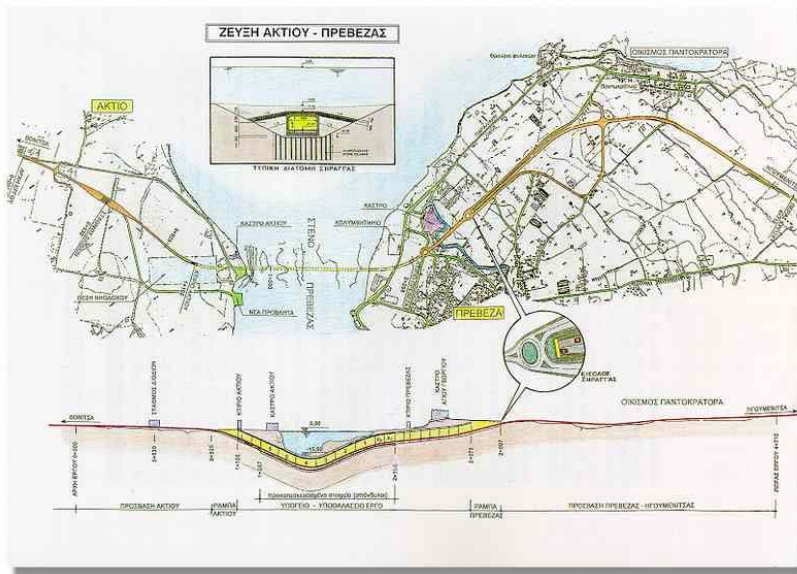
- Φορτίσεις σχεδιασμού
- Σεισμικές ωθήσεις εδαφών
- Δείκτες εμπέδησης και απόσβεσης
- Μέθοδοι ανάλυσης κατά την εγκάρσια έννοια
  - ισοδύναμη στατική
  - πλήρως δυναμική
  - επιβαλλόμενων καταναγκασμών μετακινήσεων
- Εντατικά μεγέθη διατομών
- Διατμητικές τάσεις διεπιφάνειας
- Σεισμική ανάλυση κατά την διαμήκη έννοια
- Αρχές σχεδιασμού έναντι ρευστοποίησης
- Γενικά προβλήματα σχεδιασμού σε στατικές και δυναμικές συνθήκες φόρτισης



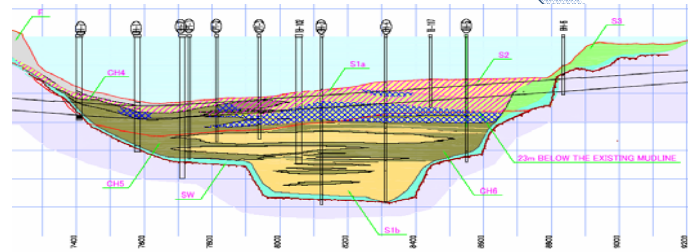
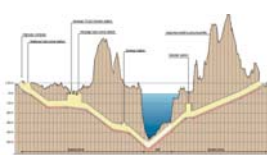
**Μορφολογία**







Σήραγγα Busan-Geoje, Korea



LEGEND

- |  |     |   |
|--|-----|---|
| ARTIFICIAL FILL                          | F   | Stratum in which the FL for all judgment point is less than 1 |
| GRAVELLY SAND WITH SHELL FRAGMENTS       | S1a | Stratum whose average FL is 1 or above                        |
| SANDY SILT                               | S1b | Stratum in which the FL for all judgment points is 1 or above |
| SANDY SILT WITH SHELL FRAGMENTS          | S1c |   |
| SANDY SILT DEPOSITS                      | S1d |   |
| SANDY GRAVELLY SAND WITH SHELL FRAGMENTS | S1e |   |
| SANDY SILT WITH SHELL FRAGMENTS          | S1f |   |
| SANDY SILT WITH SHELL FRAGMENTS          | S1g |   |
| SANDY SILT WITH SHELL FRAGMENTS          | S1h |   |
| SANDY SILT WITH SHELL FRAGMENTS          | S1i |   |
| SANDY SILT WITH SHELL FRAGMENTS          | S1j |   |
| SANDY SILT WITH SHELL FRAGMENTS          | S1k |   |
| SANDY SILT WITH SHELL FRAGMENTS          | S1l |   |
| SANDY SILT WITH SHELL FRAGMENTS          | S1m |   |
| SANDY SILT WITH SHELL FRAGMENTS          | S1n |   |
| SANDY SILT WITH SHELL FRAGMENTS          | S1o |   |
| SANDY SILT WITH SHELL FRAGMENTS          | S1p |   |
| SANDY SILT WITH SHELL FRAGMENTS          | S1q |   |
| SANDY SILT WITH SHELL FRAGMENTS          | S1r |   |
| SANDY SILT WITH SHELL FRAGMENTS          | S1s |   |
| SANDY SILT WITH SHELL FRAGMENTS          | S1t |   |
| SANDY SILT WITH SHELL FRAGMENTS          | S1u |   |
| SANDY SILT WITH SHELL FRAGMENTS          | S1v |   |
| SANDY SILT WITH SHELL FRAGMENTS          | S1w |   |
| SANDY SILT WITH SHELL FRAGMENTS          | S1x |   |
| SANDY SILT WITH SHELL FRAGMENTS          | S1y |   |
| SANDY SILT WITH SHELL FRAGMENTS          | S1z |   |
| BEDROCK                                  |     |   |



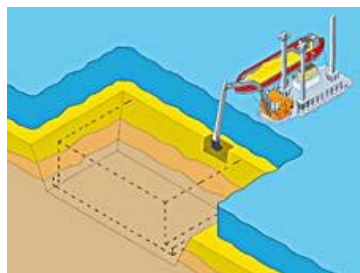
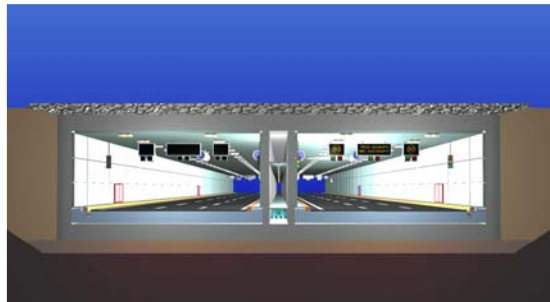
Ζεύξη Σουηδίας-Δανίας: Oresund Link

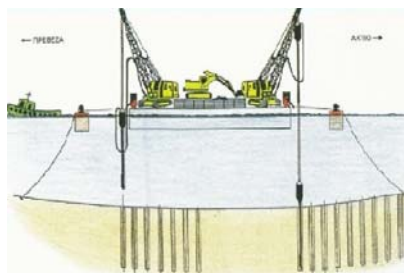


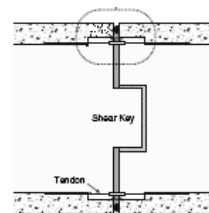
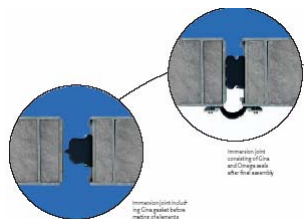
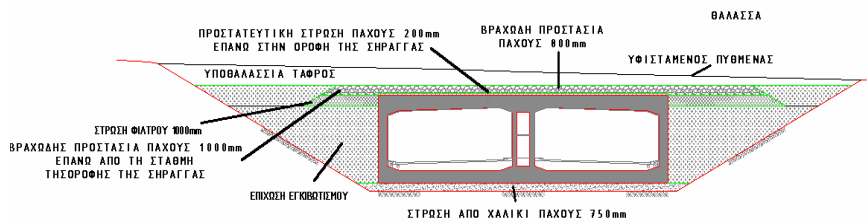
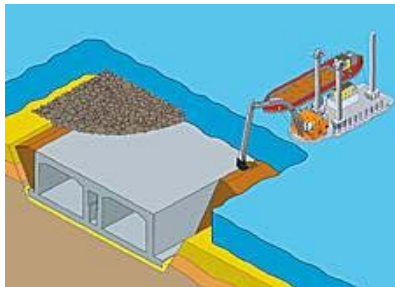
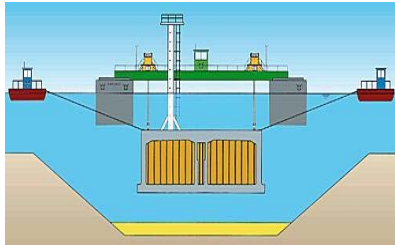


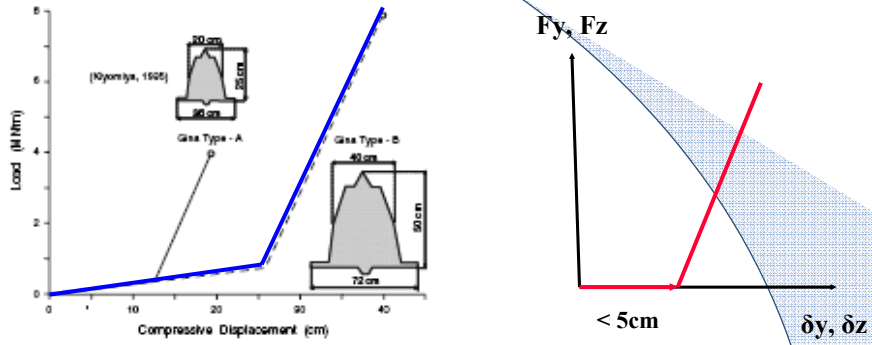










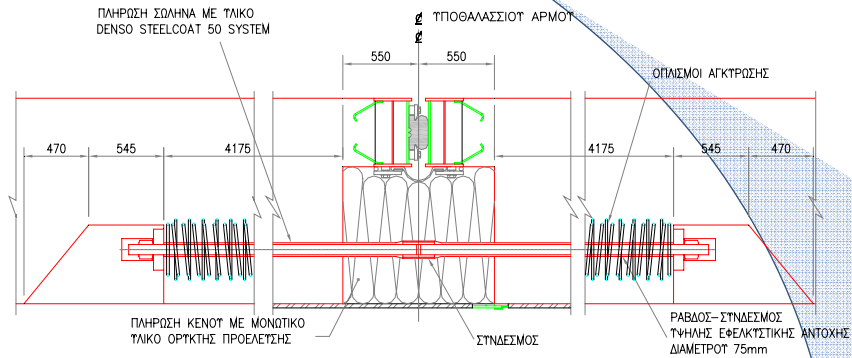


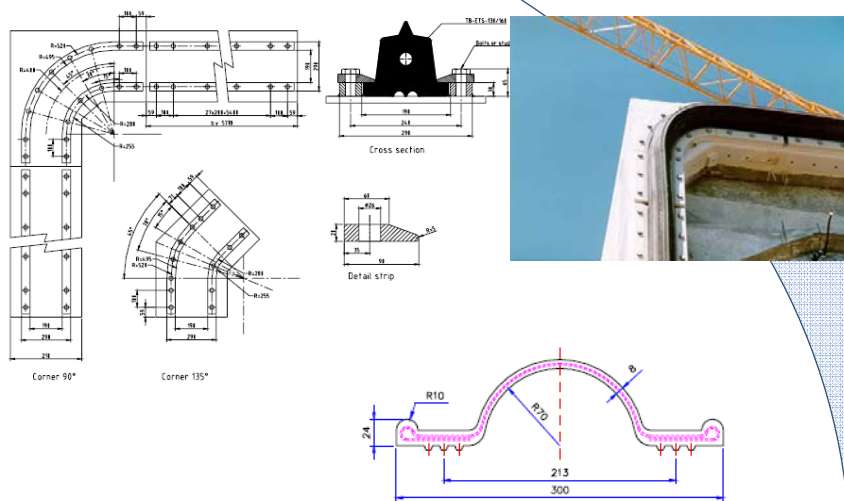
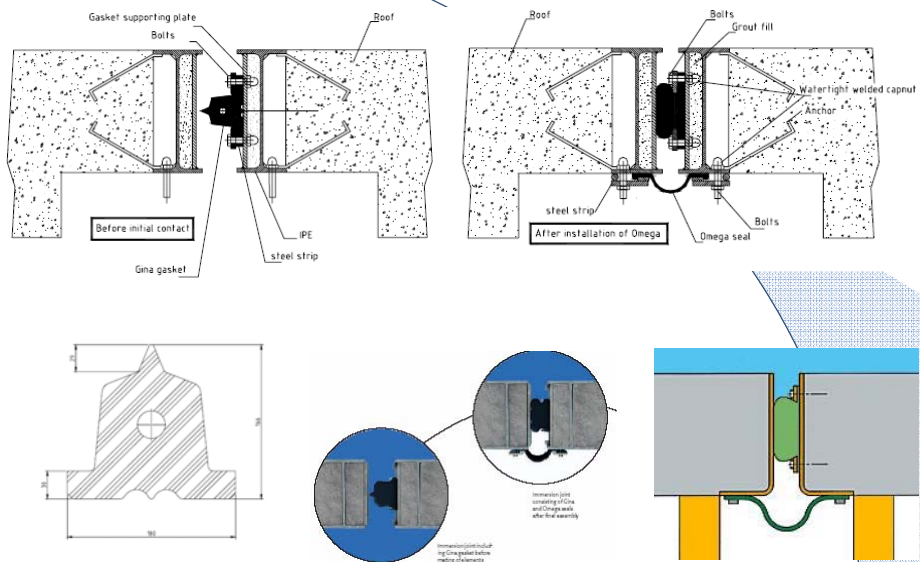
Αρμός Gina

Διατμητική κλείδα



ΤΟΜΗ ΑΡΜΟΥ

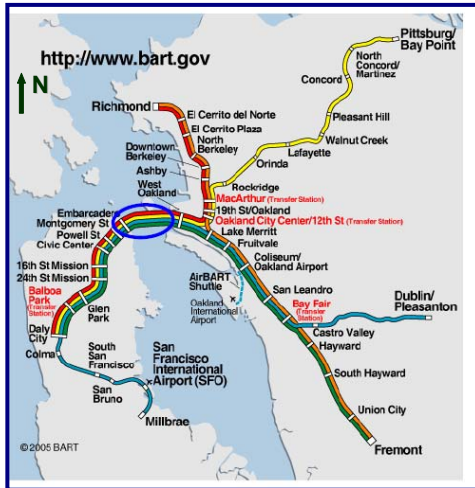








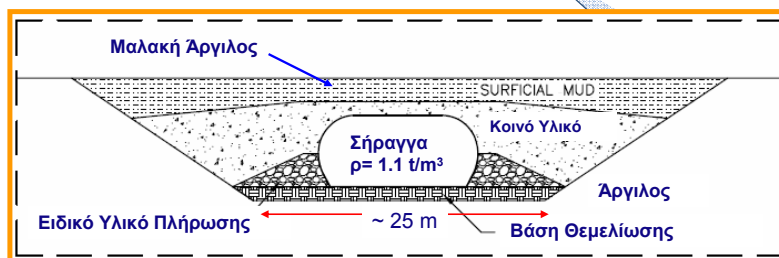
## Υποθαλάσσια σήραγγα του BART



Τραβασάρου και Chacko (2008)



## Τυπική διατομή σήραγγας του BART



Τραβασάρου και Chacko (2008)





## Ζημιές Παθολογία



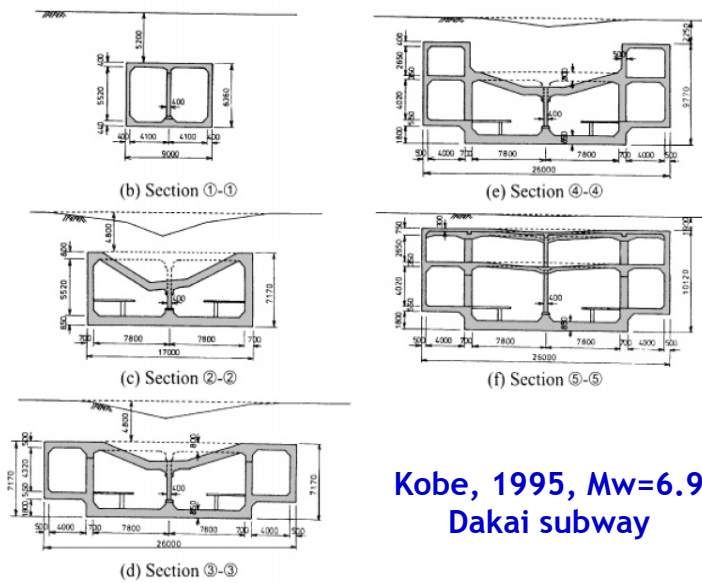
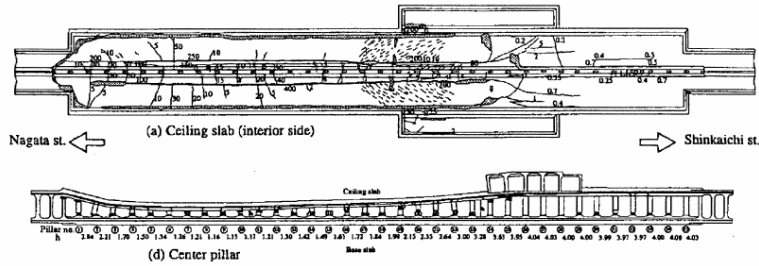
**Kobe, 1995, Mw=6.9  
Dakai subway**



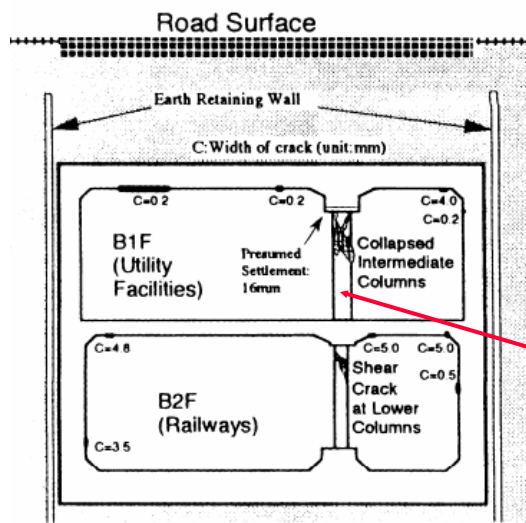




### Dakai Station, Kobe 1995, Mw=6.9



### Kobe, 1995, Mw=6.9 Dakai subway



**Kamisawa station**  
16.68m x 13.30m

**Kobe 1995, M6.9 R=35km**

Υποστυλώματα ανά 5.0m

Στατική αξονική δύναμη  
8.740KN =>  $\sigma_{ax}$  = 9MPa  
< 23.5MPa

64Φ32, (5.08%)  
9mm/125mm (0.23%)

Διατμητική αντοχή 540 KN

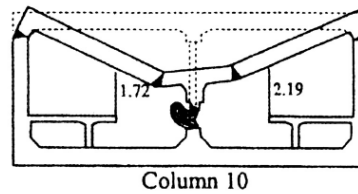
Καμπτική αντοχή 1.235 KN

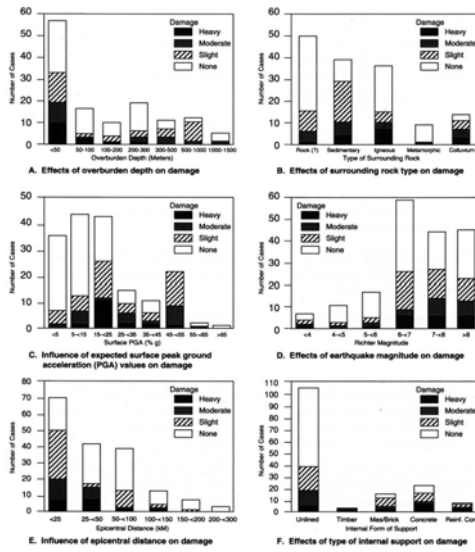
**Διατμητική αστοχία**

Kamisawa station failure (Matsuda et al. 1996)



**Kobe 1995 M6.9**  
**Kamisawa Station**





Αστοχίες σε σήραγγες

- Βάθος < 50m
- Αλλούβια, ιζητάτα
- PGA<sub>surf</sub> > 0.15g
- M > 6
- R < 50 km

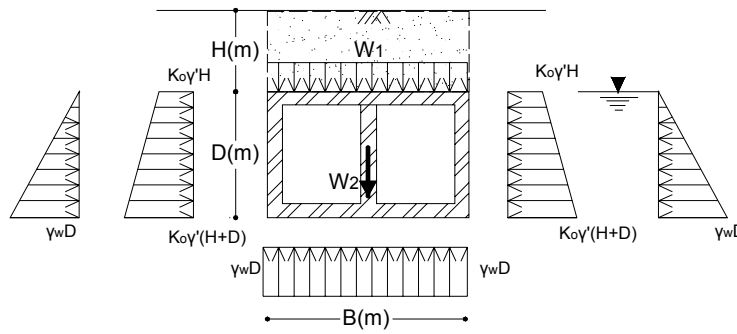
Sarma et al, 1991



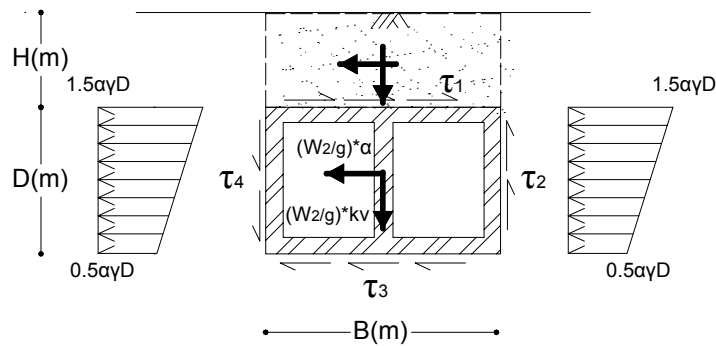
Φορτίσεις



### Στατικές Φορτίσεις



### Σεισμικές Φορτίσεις - Ισοδύναμη Στατική Ανάλυση





## Φορτίσεις σχεδιασμού

Μικρής έντασης σεισμοί: Η κατασκευή πρέπει να παραμένει στην ελαστική περιοχή χωρίς ζημιές

Μεγάλης έντασης σεισμοί: Αποφυγή κατάρρευσης, παρουσία ανελαστικών παραμορφώσεων, δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων και αναγκαιότητα ύπαρξης ικανής πλαστιμότητας σε κρίσιμους κόμβους

**Σεισμός Σχεδιασμού Λειτουργίας (ΛΣΣ): 10% σε 50 χρόνια**

**Μέγιστος Σεισμός Σχεδιασμού (ΜΣΣ): 5% σε 50 χρόνια**

500 και 1000 χρόνια μέση περίοδο επανάληψης



$$\text{ΜΣΣ} \quad U = D + L + E1 + E2 + EQ$$

$$\text{ΛΣΣ} \quad U = 1.05D + 1.3L + (1.05-1.30)E1 + E2 + 1.3EQ$$

- D : Νεκρά φορτία  
 L : Κινητά φορτία  
 E1 : Κατακόρυφα (έδαφος, νερό)  
 E2 : Οριζόντια (έδαφος, νερό)  
 EQ : Σεισμικά φορτία

max U για (max E2, min E1)

Εάν η U ικανοποιείται για ελαστική ανάλυση του φορέα, δεν απαιτείται άλλος έλεγχος

Εάν η U δεν ικανοποιείται από την ελαστική ανάλυση τότε απαιτείται η εξασφάλιση ικανοποιητικής πλαστιμότητας

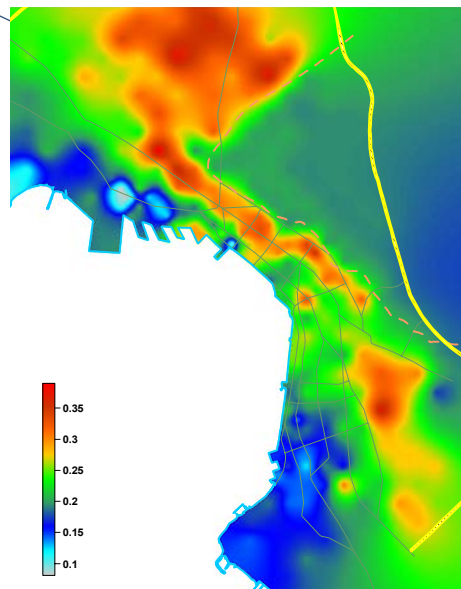
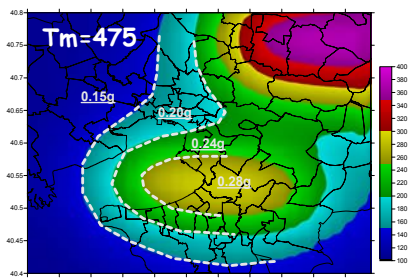




- Σεισμική επικινδυνότητα σε συνθήκες βραχώδους έξαρσης
- Επιρροή τοπικών εδαφικών συνθηκών και επιφανειακής γεωλογίας σε συνθήκες ελεύθερου πεδίου (1D, 2D, 3D)
- ΡΗGA, ΡVGA, ΡGV, ΡGD, ΡSA, ΡSV, Sd, διατμητικές παραμορφώσεις και τάσεις στο έδαφος, χρονοϊστορίες επιταχύνσεων (3-5)
- Ασύγχρονη εδαφική ταλάντωση
- Εδαφική αστοχία (ρευστοποίηση ...)

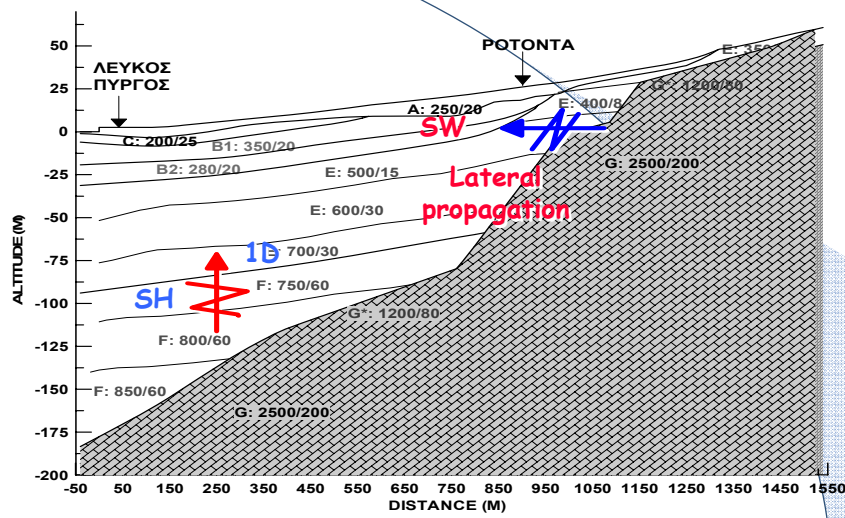
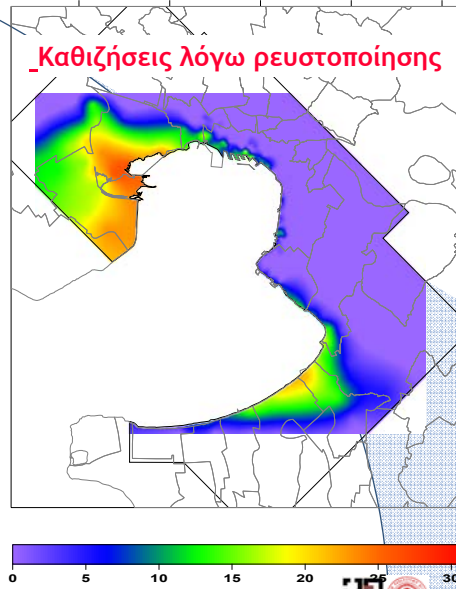
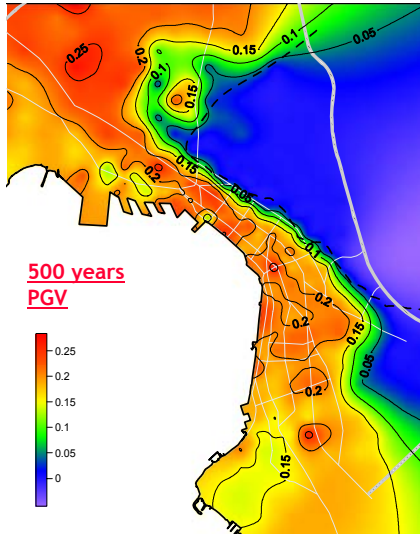


## Θεσσαλονίκη

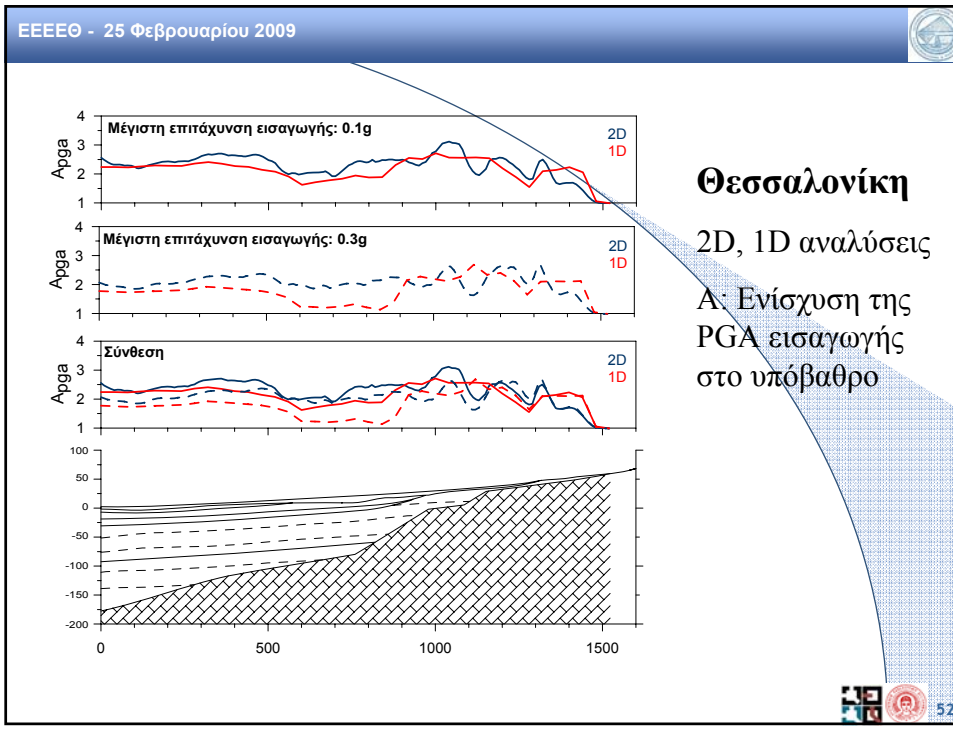
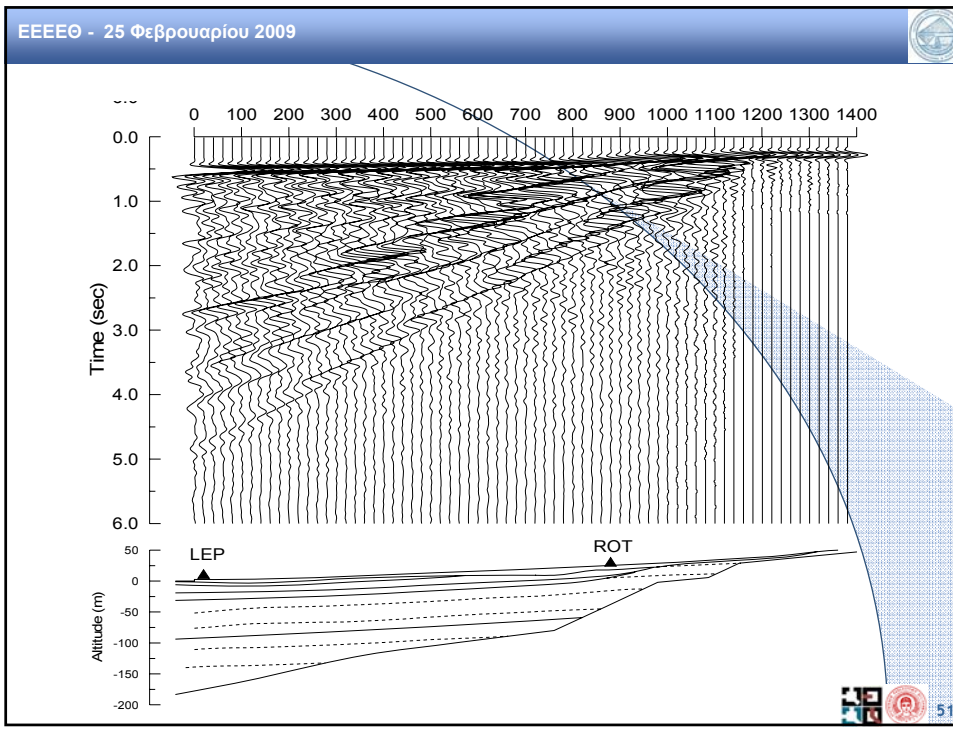


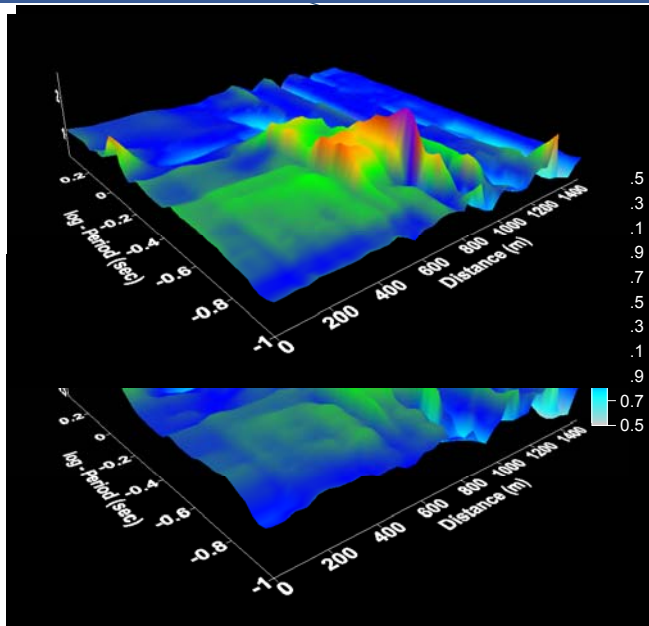


$T_m = 500$



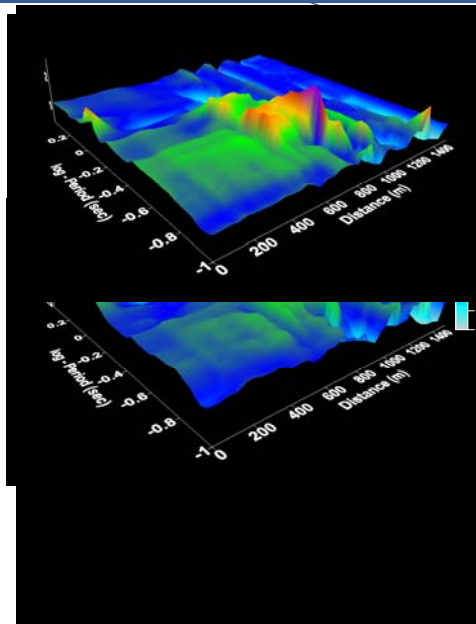






PSA (2D)

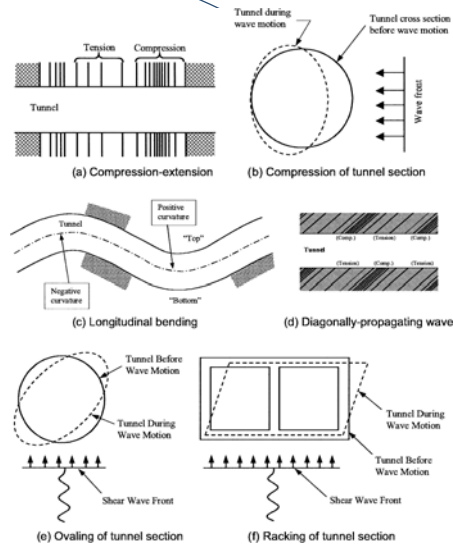
PSA (1D)

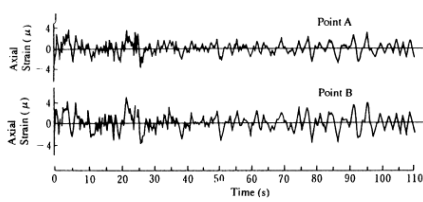
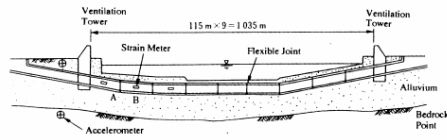


Ο σεισμικός συντελεστής σύμφωνα με τον ΕΑΚ και τα αντίστοιχα φάσματα σχεδιασμού στην επιφάνεια του εδάφους, δεν είναι δυνατόν να εφαρμοσθούν στην μελέτη μιας υπόγειας κατασκευής μεγάλων διατάσεων

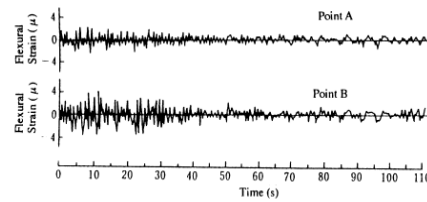


# Βασικές αρχές σεισμικής απόκρισης και αντισεισμικού σχεδιασμού



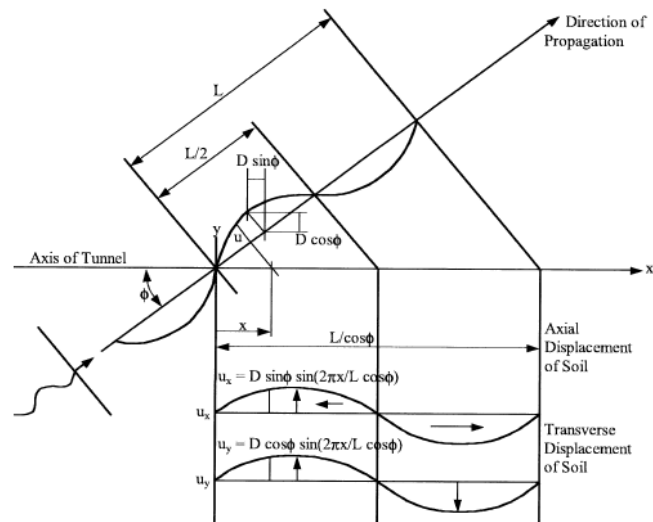


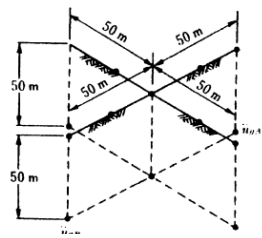
(a) Axial strain



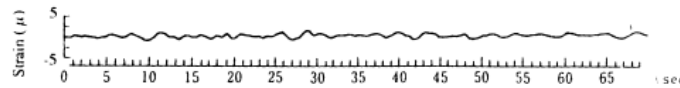
(b) Flexural strain

Kawasima 1994, 2006

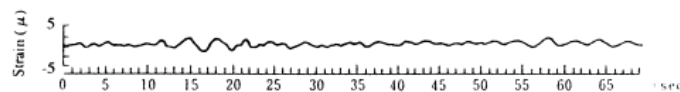




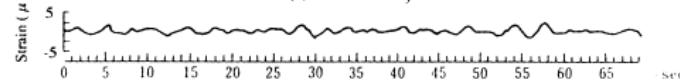
Παραμορφώσεις στο  
έδαφος M6.1, 25.10.80



(a) Axial Strain  $\epsilon_x$



(b) Axial Strain  $\epsilon_y$



(c) Shear Strain  $\gamma_{xy}$



### Σχέσεις υπολογισμού παραμορφώσεων

Κύματα S (παρόμοιες σχέσεις δίνονται για κύματα P και Rayleigh)

St. John and Zahrah, 1987

• Επιμήκης παραμόρφωση :

$$\epsilon_1 = \frac{V_s}{C_s} \sin\phi \cos\phi$$

• παραμόρφωση :

$$\epsilon_n = \frac{V_s}{C_s} \sin\phi \cos\phi$$

• Διατμητική παραμόρφωση :

$$\gamma = \frac{V_p}{C_p} \cos^2\phi$$

• Καμπυλότητα :

$$K = \frac{\alpha_s}{C_s^2} \cos^3\phi$$





## Σχέσεις υπολογισμού παραμορφώσεων

### Κύματα S

#### Power, 1996

Οι συνολικές αξονικές παραμορφώσεις προκύπτουν από το συνδυασμό των επιμήκων παραμορφώσεων λόγω αξονικής και καμπτικής καταπόνησης

$$\varepsilon^{ab} = \frac{V_s}{C_s} \sin\phi \cos\phi + r \frac{\alpha_s}{C_s^2} \cos^3\phi \quad C_s: \text{φαινόμενη ταχύτητα}$$

Παρόμοιες σχέσεις δίνονται για κύματα P και Rayleigh



## Σχέσεις υπολογισμού παραμορφώσεων

Π.χ. για κύμα S με  $\phi=45^\circ$ :

• Μέγιστη αξονική παραμόρφωση :

$$\varepsilon_{\max}^a = \frac{\frac{2\pi}{L} A}{2 + \frac{E_l A_c}{K_a} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2} \leq \frac{f_l}{4E_l A_c}$$

• Μέγιστη καμπτική παραμόρφωση :

$$\varepsilon_{\max}^b = \frac{\frac{2\pi}{L} A}{2 + \frac{E_l I_c}{K_t} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4} r \leq \frac{f_l}{4E_l A_c}$$

$$\varepsilon^{ab} = \varepsilon_{\max}^a + \varepsilon_{\max}^b$$





Strain and curvature due to body and surface waves (after St. John and Zahrah, 1987)

Wave type	Longitudinal strain	Normal strain	Shear strain	Curvature
<i>P-wave</i>	$\epsilon_l = \frac{V_p}{C_p^2} \cos^2 \phi$	$\epsilon_n = \frac{V_p}{C_p^2} \sin^2 \phi$	$\gamma = \frac{V_p}{C_p} \sin \phi \cos \phi$	$\frac{1}{\rho} - \frac{a_p}{C_p^2} \sin \phi \cos^2 \phi$
	$\epsilon_{lm} = \frac{V_p}{C_p}$ for $\phi = 0^\circ$	$\epsilon_{nm} = \frac{V_p}{C_p}$ for $\phi = 90^\circ$	$\gamma_m = \frac{V_p}{2C_p}$ for $\phi = 45^\circ$	$\frac{1}{\rho_{max}} - 0.385 \frac{a_p}{C_p^2}$ for $\phi = 35^\circ 16'$
<i>S-wave</i>	$\epsilon_l = \frac{V_s}{C_s^2} \sin \phi \cos \phi$	$\epsilon_n = \frac{V_s}{C_s^2} \sin \phi \cos \phi$	$\gamma = \frac{V_s}{C_s} \cos^2 \phi$	$K - \frac{a_s}{C_s^2} \cos^2 \phi$
	$\epsilon_{lm} = \frac{V_s}{2C_s}$ for $\phi = 45^\circ$	$\epsilon_{nm} = \frac{V_s}{2C_s}$ for $\phi = 45^\circ$	$\gamma_m = \frac{V_s}{C_s}$ for $\phi = 0^\circ$	$K_m = \frac{a_s}{C_s^2}$ for $\phi = 0^\circ$
<i>Rayleigh wave</i> Compressional component	$\epsilon_l = \frac{V_{RP}}{C_R^2} \cos^2 \phi$	$\epsilon_n = \frac{V_{RP}}{C_R^2} \sin^2 \phi$	$\gamma = \frac{V_{RP}}{C_R} \sin \phi \cos \phi$	$K - \frac{a_{RP}}{C_R^2} \sin \phi \cos^2 \phi$
	$\epsilon_{lm} = \frac{V_{RP}}{C_R}$ for $\phi = 0^\circ$	$\epsilon_{nm} = \frac{V_{RP}}{C_R}$ for $\phi = 90^\circ$	$\gamma_m = \frac{V_{RP}}{2C_R}$ for $\phi = 45^\circ$	$K_m = 0.385 \frac{a_{RP}}{C_R^2}$ for $\phi = 35^\circ 16'$
Shear component		$\epsilon_n = \frac{V_{RS}}{C_R} \sin \phi$	$\gamma = \frac{V_{RP}}{C_R} \cos \phi$	$K - \frac{a_{RS}}{C_R^2} \cos^2 \phi$
		$\epsilon_{nm} = \frac{V_{RS}}{C_R}$ for $\phi = 90^\circ$	$\gamma_m = \frac{V_{RS}}{C_R}$ for $\phi = 0^\circ$	$K_m = \frac{a_{RS}}{C_R^2}$ for $\phi = 0^\circ$

The Poisson's ratio and dynamic modulus of a soil deposit can be computed from measured P- and S-wave propagation velocities in an elastic medium:  $\nu_m = \frac{1}{2} \frac{(C_p/C_s)^2 - 2}{(C_p/C_s)^2 - 1}$  or  $C_p = \sqrt{\frac{2(1-\nu_m)}{(1-\nu_m)} C_s}$ ;  $E_m = \rho C_s^2 \frac{(1+\nu_m)(1-2\nu_m)}{(1-\nu_m)}$ ; and  $G_m = \rho C_s^2$ , respectively.



Ratios of peak ground velocity to peak ground acceleration at surface in rock and soil (after Power et al., 1996)

Moment magnitude ( $M_w$ )	Ratio of peak ground velocity (cm/s) to peak ground acceleration (g)		
	Source-to-site distance (km)		
	0-20	20-50	50-100
<b>Rock<sup>a</sup></b>			
6.5	66	76	86
7.5	97	109	97
8.5	127	140	152
<b>Stiff soil<sup>a</sup></b>			
6.5	94	102	109
7.5	140	127	155
8.5	180	188	193
<b>Soft soil<sup>a</sup></b>			
6.5	140	132	142
7.5	208	165	201
8.5	269	244	251

<sup>a</sup>In this table, the sediment types represent the following shear wave velocity ranges: rock  $\geq 750$  m/s; stiff soil is 200-750 m/s; and soft soil  $< 200$  m/s. The relationship between peak ground velocity and peak ground acceleration is less certain in soft soils.





Ratios of peak ground displacement to peak ground acceleration at surface in rock and soil (after Power et al., 1996)

Moment magnitude ( $M_w$ )	Ratio of peak ground displacement (cm) to peak ground acceleration ( $g$ )		
	Source-to-site distance (km)		
	0-20	20-50	50-100
<i>Rock<sup>a</sup></i>			
6.5	18	23	30
7.5	43	56	69
8.5	81	99	119
<i>Stiff soil<sup>a</sup></i>			
6.5	35	41	48
7.5	89	99	112
8.5	165	178	191
<i>Soft soil<sup>a</sup></i>			
6.5	71	74	76
7.5	178	178	178
8.5	330	320	305

<sup>a</sup>In this table, the sediment types represent the following shear wave velocity ranges: rock  $\geq 750$  m/s; stiff soil is 200-750 m/s; and soft soil  $< 200$  m/s. The relationship between peak ground velocity and peak ground acceleration is less certain in soft soils.

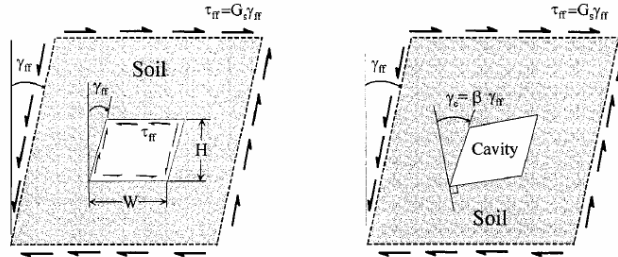


## Ανάλυση κατά την εγκάρσια έννοια



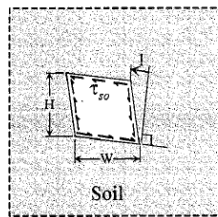


Wang (1993), Penzien (2000), Hashash et al. (2001)

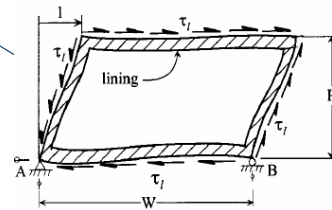


**Racking coefficient**  $\gamma_c / \gamma_{ff} = \beta (1 - \nu_s)$

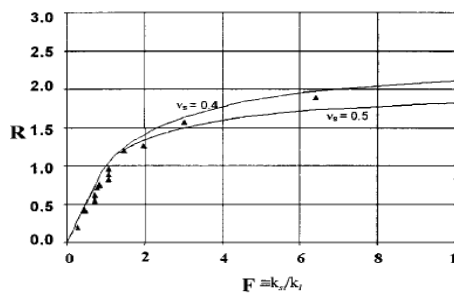
Με τον συντελεστή σχετικής δυστημσίας της κατασκευής (racking coefficient) επιτυγχάνεται με απλοποιητικό τρόπο ο συνυπολογισμός της διαφοροποίησης του καταναγκασμού λόγω διαφορετικής δυσκαμψίας εδάφους-κατασκευής



Stiffness coefficient  $k_{so} = \tau_{so}$  for soil outside of cavity.



Stiffness coefficient  $k_l \equiv \tau_l$  for rectangular lining.



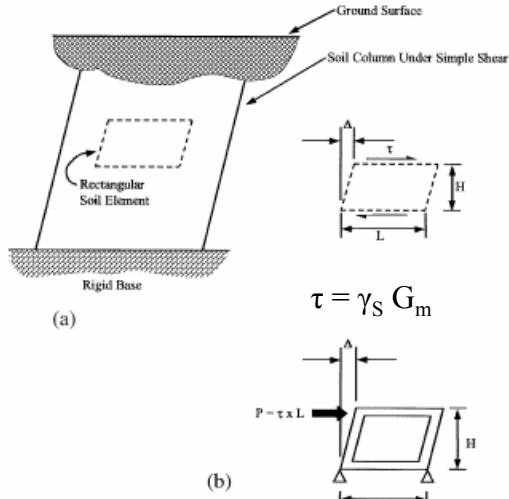
$$R = \frac{4(1-\nu_s)}{1+a_s}$$

$$a_s = (3-4\nu_s) \frac{k_l}{k_{sl}}$$

$$k_{sl} = G_s / h$$



### Δυστημία ορθγωνικής σήραγγας

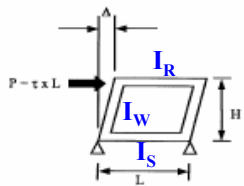


$$F = \frac{G_m W}{S_1 H}$$

$$S_1 = 1/\Delta$$



$$F = \frac{G_m}{24} \left( \frac{H^2 W}{EI_w} + \frac{HW^2}{EI_R} \right) \quad (I_R = I_S)$$



$$\tau = \gamma_S G_m \text{ και } W = L \text{ (m)}$$

$$F = \frac{G_m}{12} \left( \frac{HW^2}{EI_R} \Psi \right) \quad (I_R \neq I_S)$$

όπου

$$\Psi = \frac{(1 + \alpha_2)(\alpha_1 + 3\alpha_2)^2 + (\alpha_1 + \alpha_2)(3\alpha_2 + 1)^2}{(1 + \alpha_1 + 6\alpha_2)^2}$$

$$\alpha_1 = I_R/I_I \text{ και } \alpha_2 = [I_R/I_w][H/W]$$

$$R = \frac{\Delta_{\text{structure}}}{\Delta_{\text{free-field}}} = \frac{\frac{\Delta_{\text{structure}}}{H}}{\frac{\Delta_{\text{free-field}}}{H}} = \frac{\gamma_{\text{structure}}}{\gamma_{\text{free-field}}}$$



**F = 0.0** Άκαμπτη κατασκευή, παραλαμβάνει ολόκληρο το σεισμικό φορτίο χωρίς διατμητική παραμόρφωση

**F < 1.0** Κατασκευή σχετικά δύσκαμπτη ως προς το έδαφος οπότε θα υποστεί μικρότερες παραμορφώσεις από αυτό

**F = 1.0** Κατασκευή και έδαφος ίσης δυσκαμψίας οπότε η κατασκευή θα δεχθεί τις παραμορφώσεις ελεύθερου πεδίου

**F > 1.0** Η διατμητική παραμόρφωση της κατασκευής υπερβαίνει αυτής του εδάφους

**F >> 1.0** Κατασκευή υπερβολικά εύκαμπτη έως ανύπαρκτη με αποτέλεσμα να έχουμε διατμητικές παραμορφώσεις αντίστοιχες ορθογωνικής διατομής



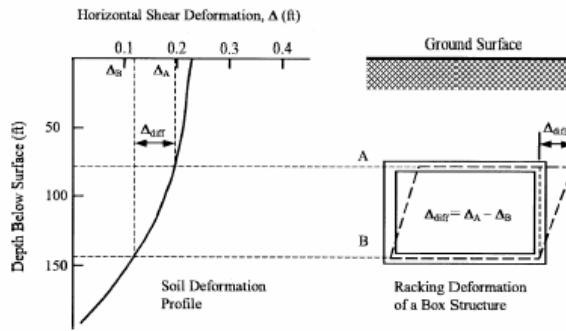
### Μέθοδος του συντελεστή σχετικής δυστημψίας (F-R)

1. Γεωμετρικά στοιχεία σήραγγας
2. Εκτίμηση των σεισμικών διατμητικών παραμορφώσεων σε συνθήκες ελεύθερου πεδίου
3. Προσδιορισμός του συντελεστή σχετικής δυστημψίας F
4. Προσδιορισμός του συντελεστή R
5. Εκτίμηση της διατμητικής παραμόρφωσης της σήραγγας  $\Delta_{\text{σήραγγας}} = R \times \Delta_{\text{ελευθ.πεδίου}}$
6. Ανάλυση της κατασκευής για την  $\Delta_{\text{σήραγγας}} (t)$
7. Συνδυασμός φορτίσεων φορτιστικών καταστάσεων
8. Διαστασιολόγηση

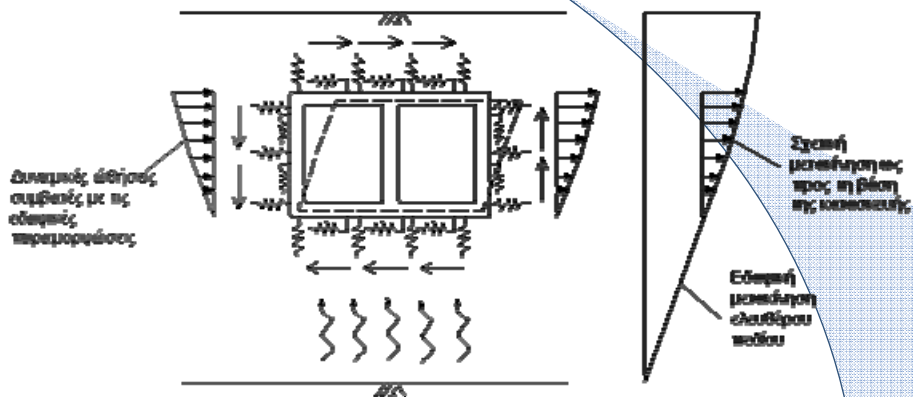




## Καταναγκασμός μετακινήσεων λόγω σεισμικών εδαφικών παραμορφώσεων



## Περιγραφή φυσικού προβλήματος



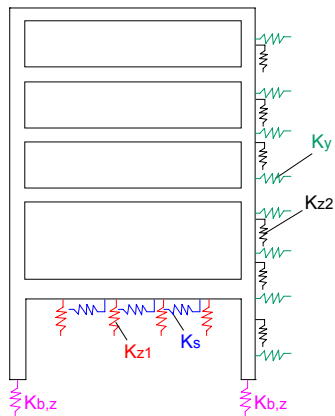
Αναλυτικό προσομοίωμα σταθμού κατά την εγκάρσια έννοια



## Δείκτες εμπέδησης



## Ισοδύναμη στατική ανάλυση



Αναφορά	Προτεινόμενη σχέση	Τιμή ελαστικής σταθεράς
Gazetas, 1991	$K_{y,z} = K_{y,z0} \cdot \left( 1 + 0.15 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \left[ 1 + 0.52 \left( \frac{h}{B} \frac{A_w}{L^2} \right)^{0.4} \right]$	$K=23.59 \text{ MN/m}$
FEMA (2003)	$K_y = \frac{8 \cdot G \cdot I_c}{2 - \nu} \cdot \left( 1 + \frac{2 \cdot d}{3 \cdot I_c} \right)$	$K=12.60 \text{ MN/m}$
Scott (1973)	$K = \frac{8G}{10H} \cdot \frac{(1 - \nu)}{(1 - 2\nu)}$	$K=23.70 \text{ MN/m}$
Veletsos and Younan (1994)	$KH = 1.086 \frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{G}{\sqrt{(1 - \nu)(2 - \nu)}}$	$K=15.60 \text{ MN/m}$
AFPS/AFTES (2001)	$K = \frac{G}{H}$	$K=5.40 \text{ MN/m}$
St. John and Zahrah (σύνοψη, 1987)	$K_y = K_z = \frac{16 \cdot \pi \cdot G(1 - \nu)}{(3 - 4\nu)} \cdot \frac{H}{L_w}$	$K=10.35 \text{ MN/m}$
Gerolymos and Gazetas (2006)	$K_y = 2.18 \cdot \left( \frac{D}{2B} \right)^{0.19} \cdot E_c$	$K=11.30 \text{ MN/m}$
Gazetas and Dobry (πρόσφατοι, 1984)	$K_y = 1.2 \cdot E_c$	$K=6.40 \text{ MN/m}$

Οριζόντια ελατήρια  $K_y$



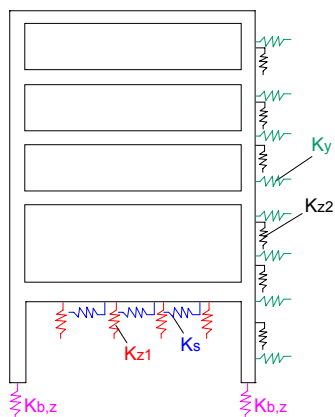
### Οριζόντια ελατήρια Ky

Αναφορά	Σχέση	Δίχως Σεισμό (E=232.5MPa - G=93MPa) (ν=0.25)	Με Σεισμό (E=400MPa - G=138MPa) (ν=0.45)
Gazetas, 1991	$K_{y,emp} = K_{y,ser} \cdot \left(1 + 0.15 \sqrt{\frac{D}{B}}\right) \cdot \left[1 + 0.52 \left(\frac{h}{B} \frac{A_w}{L^2}\right)^{0.4}\right]$	K=13.66 MN/m <sup>3</sup>	K=22.89 MN/m <sup>3</sup>
FEMA (2003)	$K_y = \frac{8 \cdot G \cdot r_c}{2 - \nu} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot d}{3 \cdot r_c}\right)$	K=7.33 MN/m <sup>3</sup>	K=12.28 MN/m <sup>3</sup>
Scott (1973)	$K = \frac{8G}{10H} \cdot \frac{(1 - \nu)}{(1 - 2\nu)}$	K=4.13 MN/m <sup>3</sup>	K=22.49 MN/m <sup>3</sup>
Veletsos and Younan (1994)	$K \cdot H = 1.086 \frac{\pi^2}{4} \frac{G}{\sqrt{(1 - \nu)(2 - \nu)}}$	K=8.06 MN/m <sup>3</sup>	K=14.83 MN/m <sup>3</sup>
AFPS/AFTES (2001)	$K = \frac{G}{H}$	K=3.44 MN/m <sup>3</sup>	K=5.12 MN/m <sup>3</sup>
St. John and Zahrah (1987)	$K_t = K_s = \frac{16 \cdot \pi \cdot G(1 - \nu)}{(3 - 4\nu)} \cdot \frac{H}{L_w}$	K=5.62 MN/m <sup>3</sup>	K=10.19 MN/m <sup>3</sup>
Gerolymos and Gazetas (2006)	$K_y = 2.18 \cdot \left(\frac{D}{2B}\right)^{-0.13} \cdot E_s$	K=6.53 MN/m <sup>3</sup>	K=11.25 MN/m <sup>3</sup>
Gazetas and Dobry (piles, 1984)	$K_y = 1.2 \cdot E_s$	K=3.72 MN/m <sup>3</sup>	K=6.40 MN/m <sup>3</sup>

Κ. Πιπλάκης & Συνεργάτες



### Ισοδύναμη στατική ανάλυση



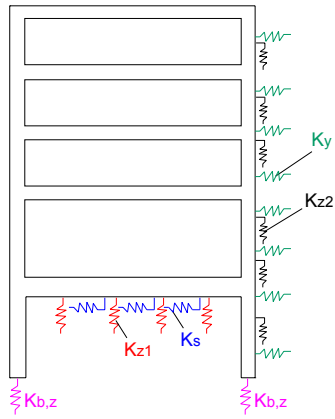
Θέση ελατηρίων	Προτεινόμενη σχέση	Τιμή ελαστικής σταθεράς
Κατακόρυφα πλάκας πυθμένα (Gazetas, 1991)	$K_{y,emp} = K_{y,ser} \cdot \left[1 + \frac{1 \cdot D}{21B} (1 + 1.3 \cdot \chi)\right] \cdot \left[1 + 0.2 \left(\frac{A_w}{A_p}\right)^{0.5}\right]$	K=15.50 MN/m
Κατακόρυφα διαμετρικά διαφράγματα (Gazetas, 1991)		K=8.30 MN/m
Οριζόντια πλάκας θεμελίωση	Ο υπολογισμός προκύπτει από την οριακή ανοχή του εδάφους έναντι αλλαγής	K=18.90 MN/m
Κατακόρυφα βάσης διαφράγματα (σχημ. 2) (Mylonakis 1995)	$K_{z2} = \frac{D \cdot E_s}{1 - \nu^2} \cdot \left(1 + 0.65 \frac{D}{h}\right)$	K=577.0 MN/m
Κατακόρυφα βάσης πασσάλων (σχημ. 3) A) (Mylonakis 1995) B) (Kōtziyodou and Matsumoto 2002)	(A) $K_{z2} = \frac{D \cdot E_s}{1 - \nu^2} \cdot \left(1 + 0.65 \frac{D}{h}\right)$	K=89.0 MN/m
	(B) $K_{z2} = \frac{4 \cdot G \cdot \tau_c}{1 - \nu} \cdot \frac{1}{1 - \exp\left[-h \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \tau_c}{L_c}}\right]}$	K=89.0 MN/m
Κατακόρυφα διαμετρικά πασσάλων (Kōtziyodou and Matsumoto 2002)	$K_{z2} = \frac{2\pi \cdot G \cdot \Delta L}{\ln\left(\frac{L_c}{r_c}\right)}$	K=46.00 MN/m
Οριζόντια ελατήρια πασσάλων (Gazetas and Dobry 1984)	$K_x = 1.2 \cdot E_s$	K=84.00 MN/m

Ελατήρια σε άλλες θέσεις





## Ισοδύναμη στατική ανάλυση



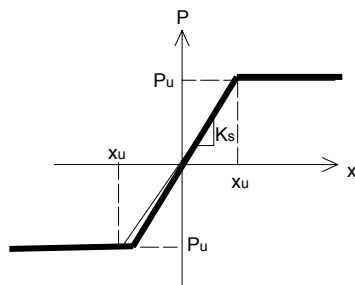
Αναφορά	Σχέση	Λίγος Σεισμό E=232.5MPa G=93MPa ν=0.25	Με Σεισμό E=400MPa G=138MPa ν=0.45
Mylonakis, 1995	$k_{z2} = \delta \cdot G_s$ $\delta = \frac{2 \cdot \pi}{\ln \left[ \frac{2 \cdot r_m}{d} \right]}$	K=1.45 MN/m <sup>3</sup>	K=2.29 MN/m <sup>3</sup>
O'Rourke and Dobry, 1978	$k_{z2} = \delta \cdot G_s$ $\delta = 1 + 5.5 \cdot \left( \frac{L}{D} \right)^{-0.74} + 0.6 \cdot \left( \frac{L}{D} \right)^{1.3} \cdot \left( \frac{E_s}{E_g} \right)^{-1.04}$	K=2.55 MN/m <sup>3</sup>	K=4.88 MN/m <sup>3</sup>
Κατανομή συνολικής δυσκαμψίας	$K_{z2} = K_{z,amb} - K_{z,rest}$	K=4.4 MN/m <sup>3</sup>	K=8.9 MN/m <sup>3</sup>

Κατακόρυφα διατμητικά Ελατήρια  
διαφραγμάτων



## Ισοδύναμη στατική ανάλυση

Διατμητικά ελατήρια στην κάτω πλάκα:



Κλίση διαγράμματος P-x

$$K_s = \frac{P_u}{X_u}$$

Αργιλικό έδαφος:  $K_s = \frac{P_u}{X_u} = \frac{\lambda \cdot S_u}{X_u}$

Αμμώδες έδαφος:  $K_s = \frac{P_u}{X_u} = \frac{n \cdot N}{X_u} = \frac{n \cdot (W_1 + W_2 + 0.3 \cdot Q + k_v \cdot W_2)}{X_u}$



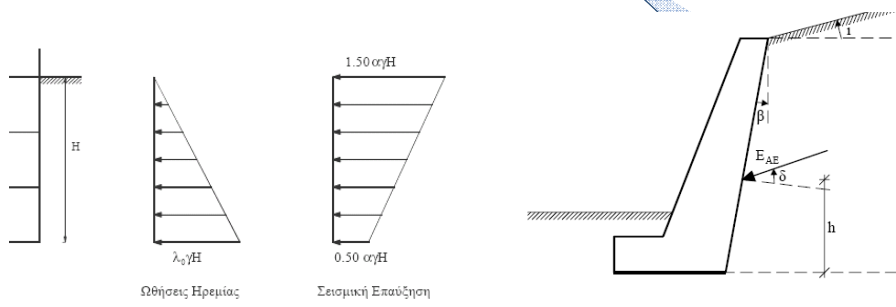


# Ωθήσεις



## Υπολογισμός δυναμικών εδαφικών ωθήσεων

Συμβατικός υπολογισμός (ΕΑΚ2000, EC8, Εγκύκλιος 39, κλπ)



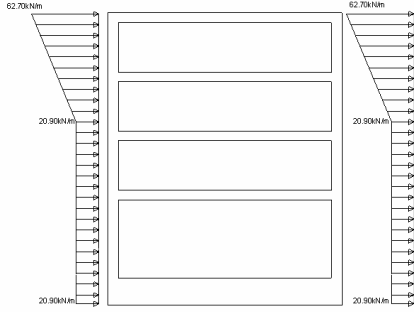
Ακλόνητος τοίχος

Τοίχος με δυνατότητα μετακίνησης  
**Mononobe-Okabe**



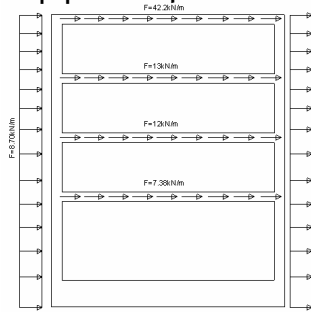
## Προσεγγιστικός υπολογισμός ωθήσεων σε περίπτωση πολυώροφου σταθμού η χώρων στάθμευσης. Είναι ακριβής??

### Ψευδοστατική θεώρηση δυναμικών ωθήσεων

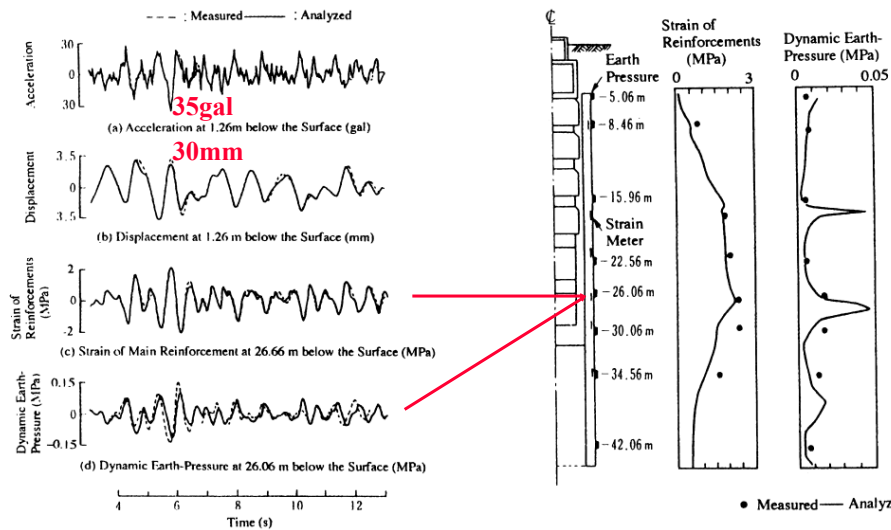


Υπολογισμός ΕΑΚ 2000 (ακλόνητοι τοίχοι) για τα πρώτα 10m βάθους  
Εφαρμογή διατμητικών τάσεων περιμετρικά

### Ψευδοστατική θεώρηση αδρανειακών φορτίων στην κατασκευή



Σεισμικός συντελεστής στο μέσον του βάθους και κατανομή βάσει ΕΑΚ 2000



Kawasima, 2006

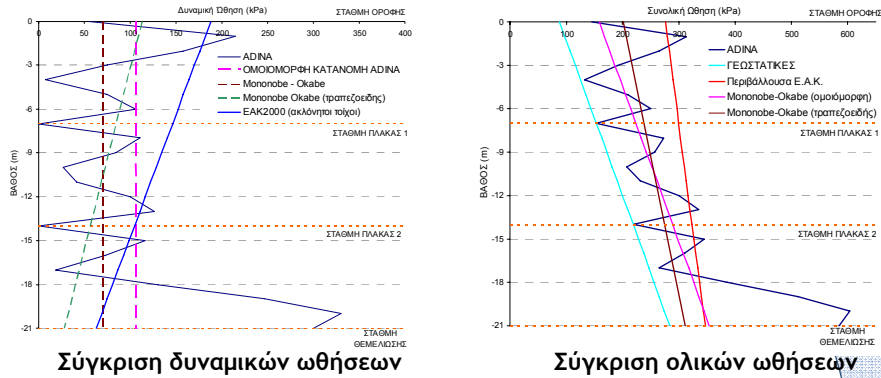
**Δυναμικό μέρος των ωθήσεων**





## Δυναμικές εδαφικές ωθήσεις

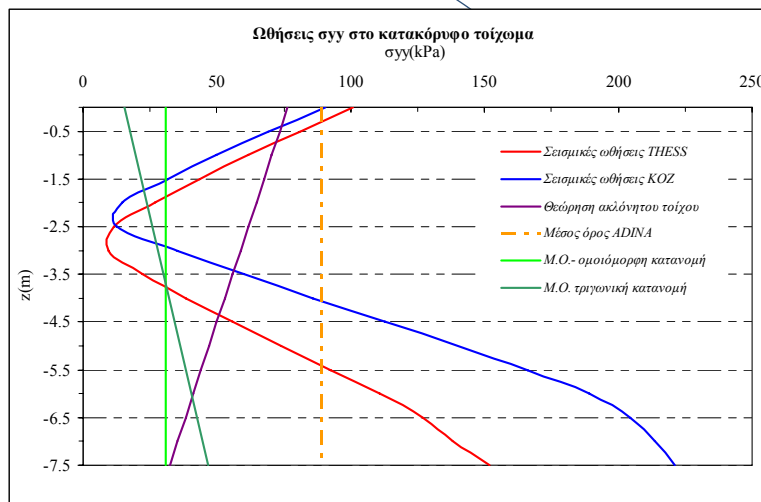
### Σύγκριση μεθόδων υπολογισμού σε σταθμό με 4 στάθμες (28m)



- Η προσαρμογή του ΕΑΚ 2000 για ακλόνητους τοίχους μπορεί να χρησιμοποιηθεί - με εξαιρέσεις - ως περιβάλλουσα (?)

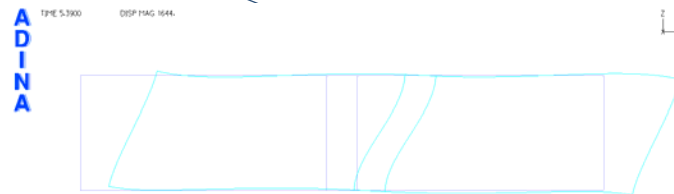
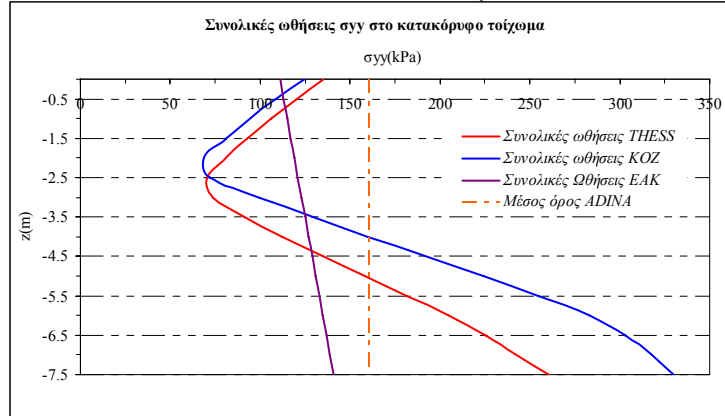


### Σύγκριση μεθόδων υπολογισμού σεισμικών και ολικών ωθήσεων σε υποθαλάσσια σήραγγα (7.5m)



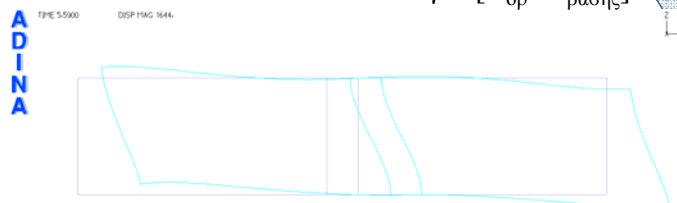


### Σύγκριση μεθόδων υπολογισμού σεισμικών και ολικών ωθήσεων σε υποθαλάσσια σήραγγα (7.5m)



Εικόνα παραμόρφωσης τη χρονική στιγμή **t=5.39 sec** για το σεισμό της Κοζάνης

t : για  $[\Delta_{op} - \Delta_{\betaασης}]_{max}$



Εικόνα παραμόρφωσης τη χρονική στιγμή **t=5.59 sec** για το σεισμό της Κοζάνης



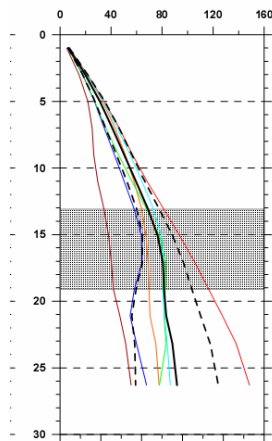
## Διατμητικές τάσεις στην περίμετρο



## Σταθμός Μετρό

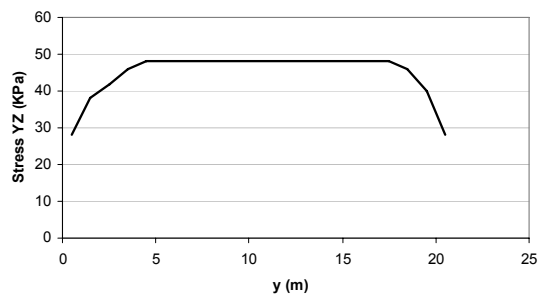
1D ανάλυση εδαφικής  
απόκρισης

Maximum Shear Stress  
 $\tau$ (kPa)



Δυναμική ανάλυση (σεισμός  
Κοζάνης)

ABS Max Stress YZ Values (3rd peak)



Μέγιστες ενεργές τιμές διατμητικών  
τάσεων (3rd peak - 70%)





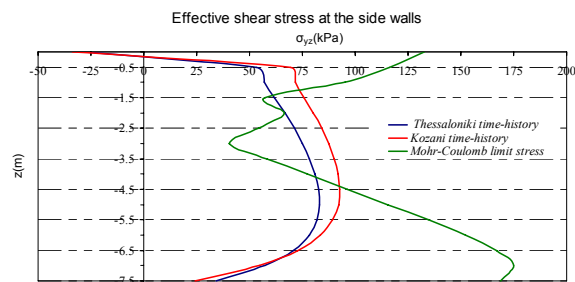
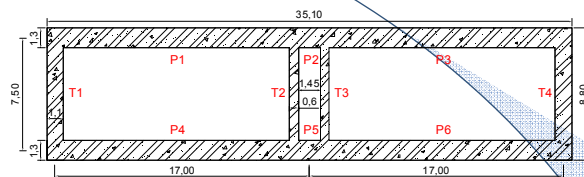
## Πολύροφος Σταθμός Μετρό

Υπολογισμοί	Διατηρητική τάση $\gamma Z$ (kN/m <sup>2</sup> )	
	Μέγιστη τιμή	Ενεργός τιμή
1D FF αναλύσεις (μέση τιμή)	95.0	66.5
1D FF αναλύσεις (Κοζ95Τ-μπλε γραμμή)	68.0	47.6
Δυναμική ανάλυση (Κοζ95Τ)	65.0-70.0	48.0

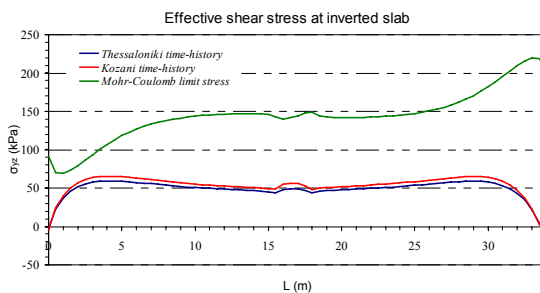
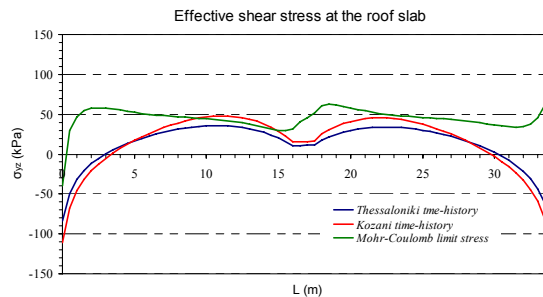
- πλήρης αντιστοιχία τιμών από πλήρη δυναμική και 1D αναλύσεις εδαφικής απόκρισης
- Δυνατότητα χρήσης τιμών από 1D



## Ορθογωνική σήραγγα







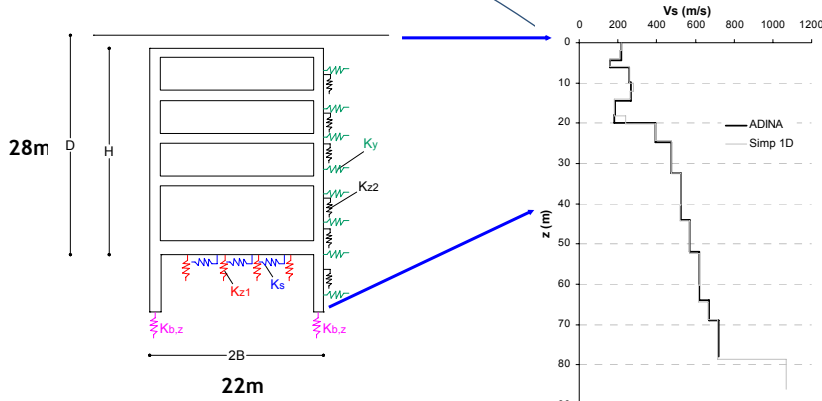
## Μέθοδοι υπολογισμού κατά την εγκάρσια έννοια

1. Ισοδύναμη στατική φόρτιση - συνδυασμός φορτίσεων σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς
2. Ως άνω με ταυτόχρονη χρήση δεικτών εμπέδησης
3. Μέθοδος συντελεστή διατμητικού καταναγκασμού διαφορικών μετακινήσεων (ranking coefficient)
4. Πλήρης δυναμική ανάλυση του συστήματος έδαφος-σήραγγα (αριθμητική ανάλυση)
5. «Υβριδική» μέθοδος με την επιβολή στατικού καταναγκασμού σεισμικών μετακινήσεων για συγκεκριμένα χρονικά παράθυρα (αριθμητική προσέγγιση)





### Σταθμός Μετρό



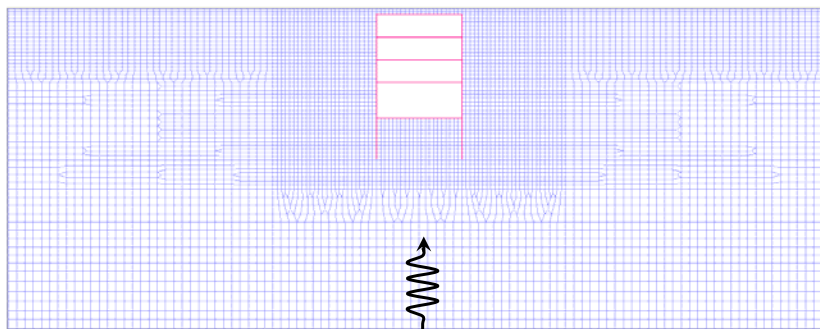
### Σκαρίφημα υπόγειας κατασκευής και εδαφικό προφίλ

Πιτιλάκης και Συνεργάτες (2007) σε συνεργασία με ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ Α.Ε. και ΟΜΕΤΕ Α.Ε. & Συνεργάτες



### Υπολογισμός δυναμικών εδαφικών ωθήσεων

Πλήρης δυναμική ανάλυση

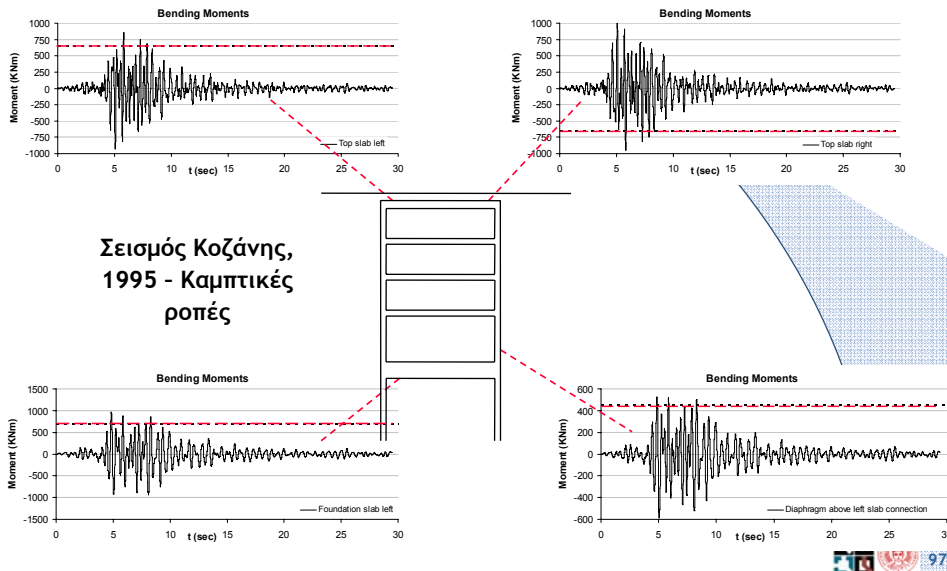


2D προσομοίωμα εδάφους και υπόγειας κατασκευής (ADINA FE code)

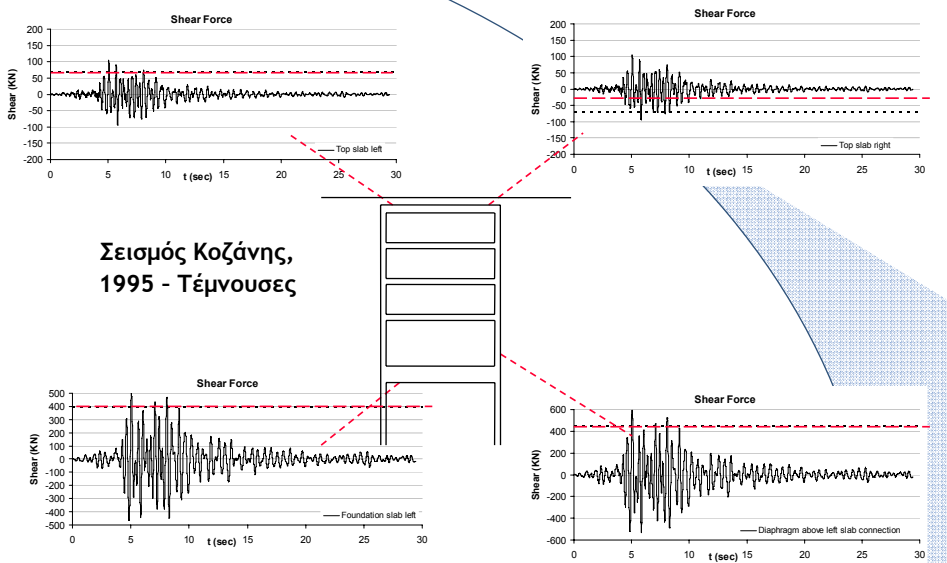


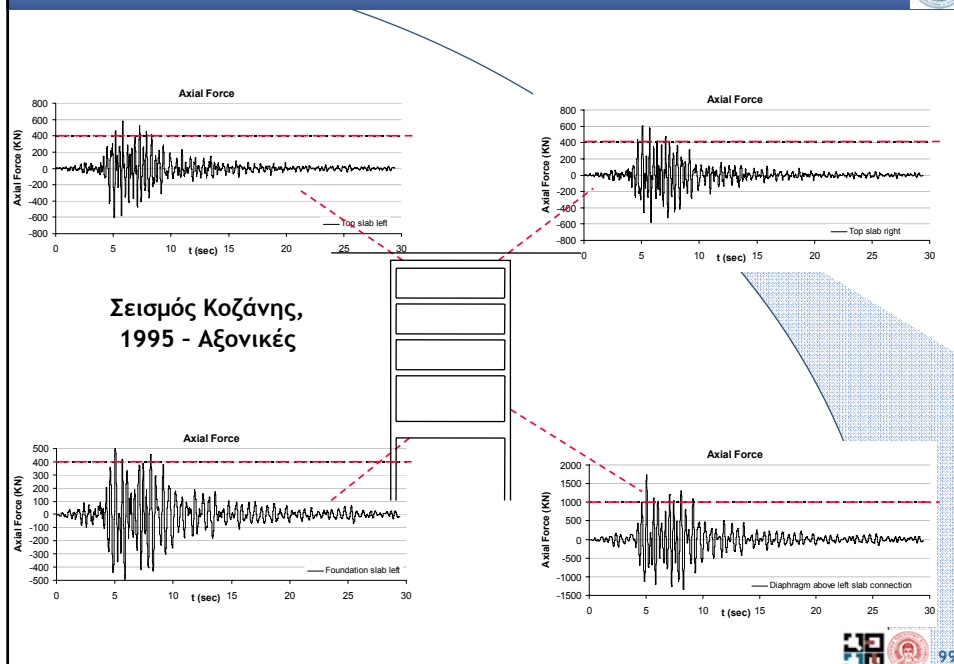


### (β) Πλήρης δυναμική ανάλυση



### Σεισμός Κοζάνης, 1995 - Τέμνουσες





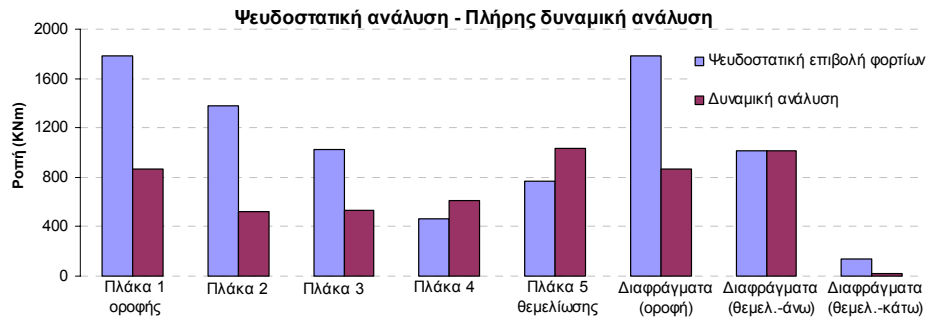
## Σύγκριση μεθόδων ανάλυσης 1

- Ανάλυση του φορέα για δυναμικές εδαφικές ωθήσεις και αδρανειακά φορτία κατασκευής
  - (α) ψευδοστατικός υπολογισμός (επιβολή ισοδύναμων φορτίων)
  - (β) πλήρης δυναμική ανάλυση





## Ανάλυση φορέα για ωθήσεις και αδρανειακά φορτία



### Ισοδύναμη στατική μέθοδος:

- Οδηγεί σε υπερδιαστασιολόγηση ορισμένων κρίσιμων διατομών και υποδιαστασιολόγηση άλλων (Μεγάλες αβεβαιότητες)
- Μειωμένη αξιοπιστία ψευδοστατικού υπολογισμού εδαφικών ωθήσεων και αδρανειακών φορτίων
- Επιλογή των τιμών για τους δείκτες εμπέδησης ???



## Σύγκριση μεθόδων 2

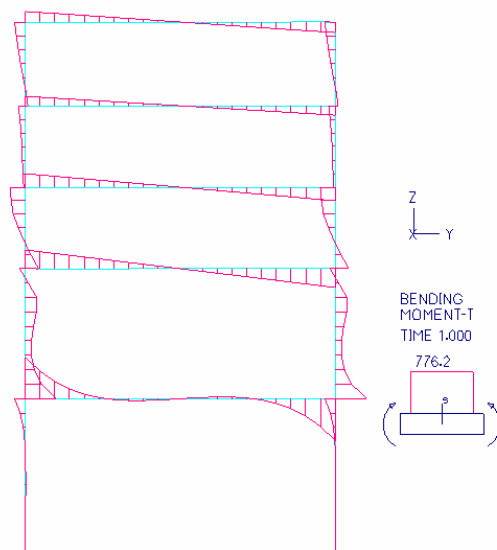
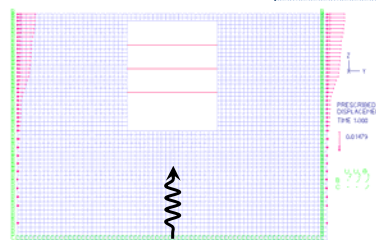
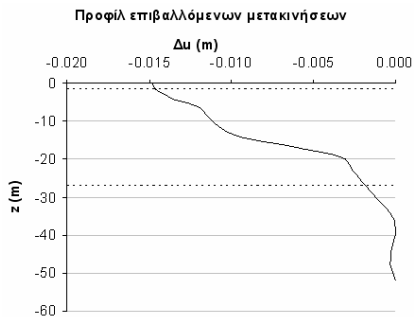
- Ανάλυση του φορέα για επιβαλλόμενες σεισμικές εδαφικές μετακινήσεις
  - (α) επιβολή φόρτισης ως στατικού εδαφικού καταναγκασμού
  - (β) πλήρης δυναμική ανάλυση





### (α) Επιβολή καταναγκασμού εδαφικών μετακινήσεων

- Ανάλυση της εδαφικής απόκρισης σε 1Δ ή 2Δ άνευ κατασκευής
- Υπολογισμός διαφορικών εδαφικών μετακινήσεων (free-field)
- Επιβολή του καταναγκασμού σε 2D προσομοίωμα εδάφους και κατασκευής



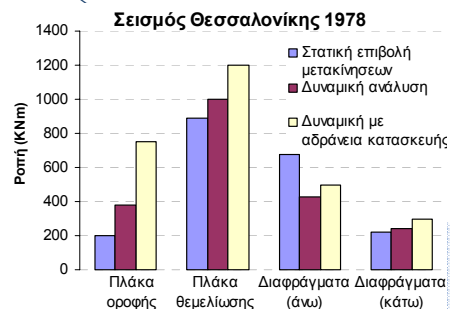
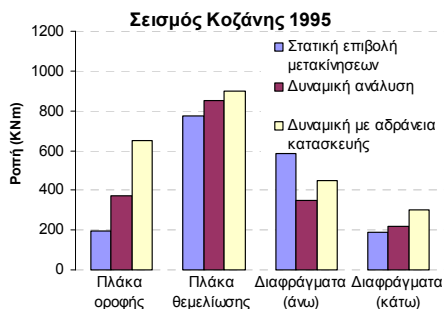


Δομικό στοιχείο	Ενεργός ροπή (KNm)		
	Στατική επιβολή μετακινήσεων (δίχως μάζες)	Δυναμική ανάλυση (δίχως μάζες)	Δυναμική ανάλυση (με μάζες)
<b>Σεισμός Κοζάνης 1995</b>			
Πλάκα -4 left (z=-26.7m)	776	650	700
Πλάκα -4 right (z=-26.7m)	776	850	900
Πλάκα 0 left (z=-1.5m)	196	330	650
Πλάκα 0 right (z=-1.5m)	196	370	650
Διαφράγματα (σύνδεση με πλάκα θεμελίωσης - άνω)	584	350	450
Διαφράγματα (σύνδεση με πλάκα θεμελίωσης - κάτω)	192	220	300
<b>Σεισμός Θεσσαλονίκης 1995</b>			
Πλάκα -4 left (z=-26.7m)	892	700	850
Πλάκα -4 right (z=-26.7m)	892	1000	1200
Πλάκα 0 left (z=-1.5m)	201	330	750
Πλάκα 0 right (z=-1.5m)	201	380	750
Διαφράγματα (σύνδεση με πλάκα θεμελίωσης - άνω)	673	430	500
Διαφράγματα (σύνδεση με πλάκα θεμελίωσης - κάτω)	219	240	300



## Εδαφικός καταναγκασμός - Δυναμική ανάλυση

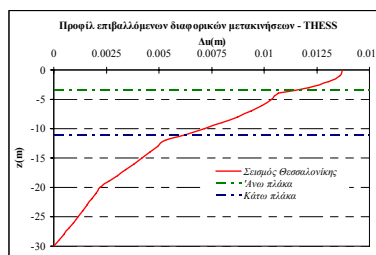
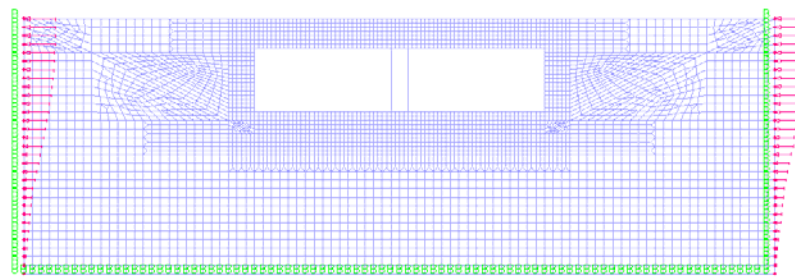
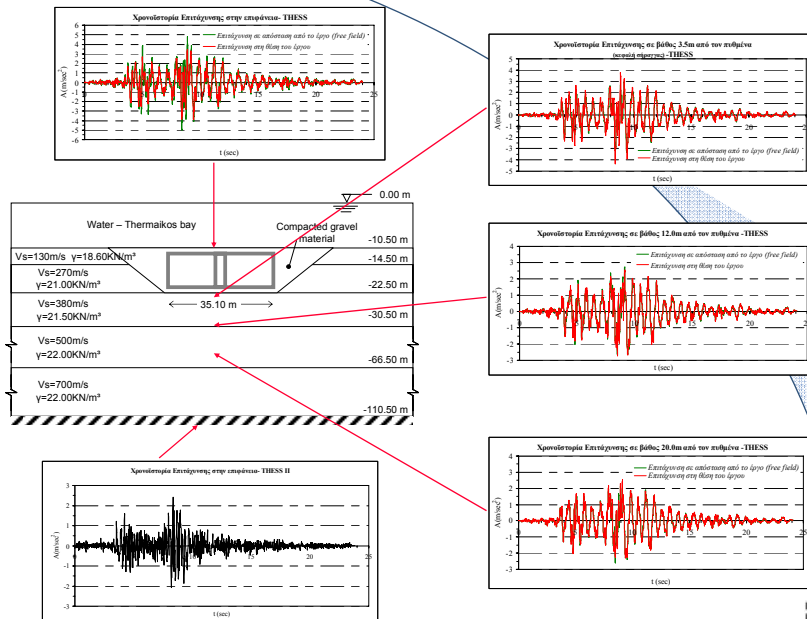
### Σύγκριση μεθόδων υπολογισμού



- Σχετική συμφωνία αποτελεσμάτων στην πλάκα θεμελίωσης
- Σημαντικές διαφορές στην πλάκα οροφής της κατασκευής
- Ανακατανομή ροπών κατά την πλήρη δυναμική ανάλυση στο κατακόρυφο διάφραγμα που δεν φαίνεται στην ψευδοστατική μέθοδο
- Η αδρανειακή απόκριση σημαντική μόνο στην πλάκα οροφής

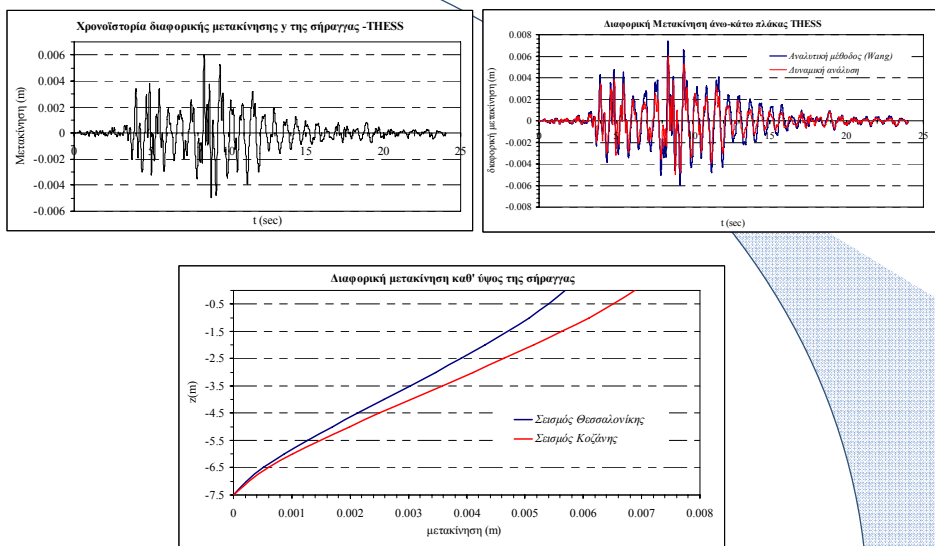
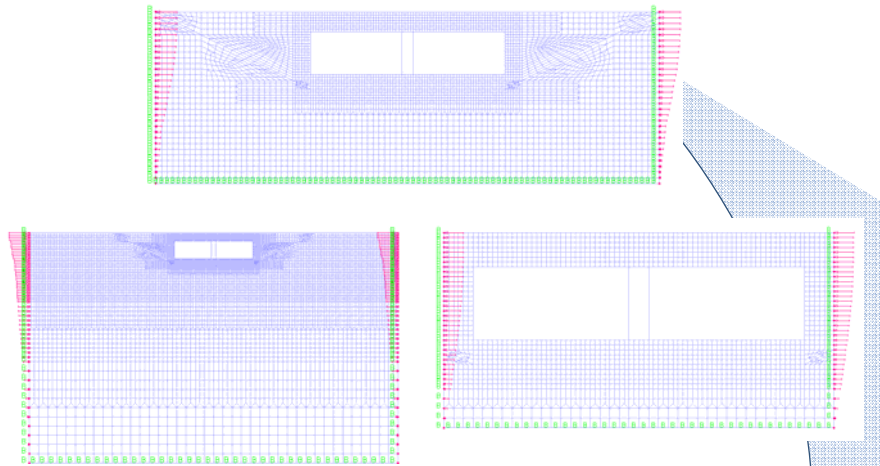






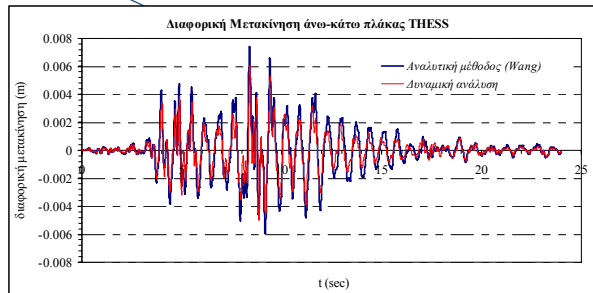


## Ορθογωνική σήραγγα : Στατική επιβολή σεισμικών εδαφικών μετακινήσεων

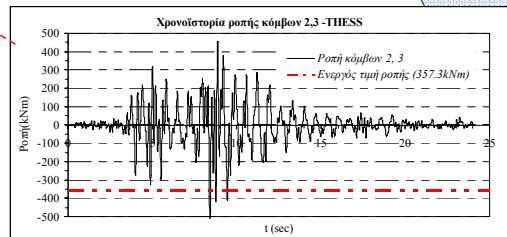
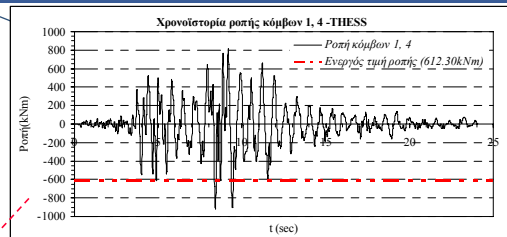
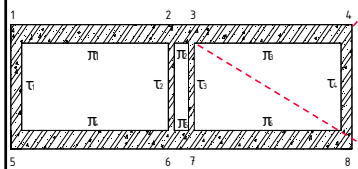
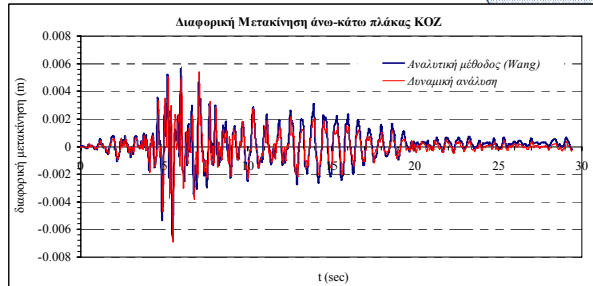


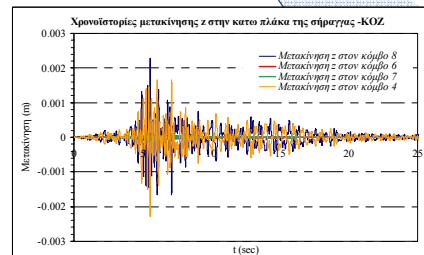
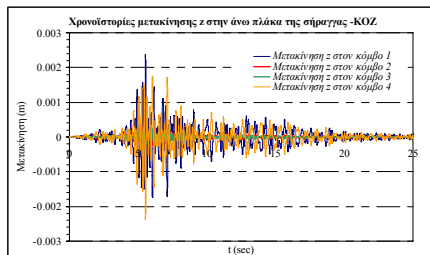
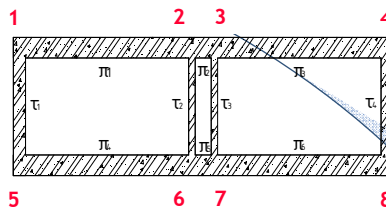
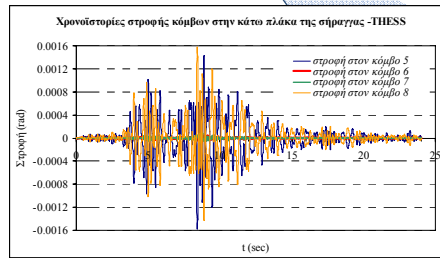
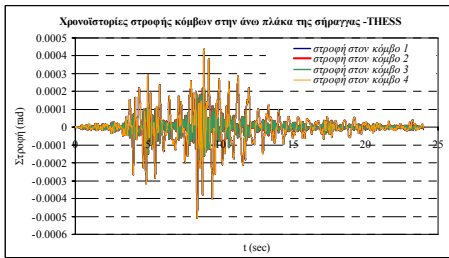
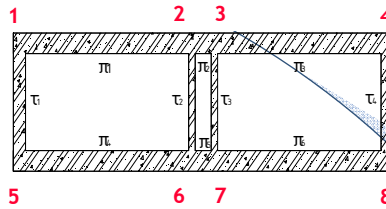


**Διαφορική μετακίνηση  
άνω και κάτω πλάκας  
για τους δύο σεισμούς  
σχεδιασμού**



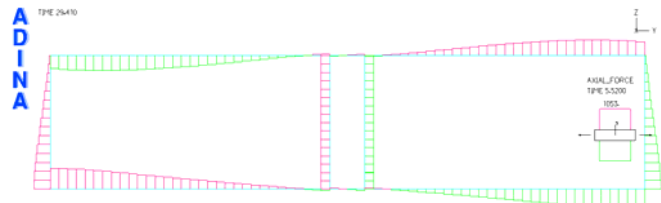
**Σύγκριση μεταξύ (α)  
πλήρους δυναμικής  
ανάλυσης και (β) της  
μεθόδου του  
συντελεστή  
διατμητικής ευκαμψίας  
(Ranking coefficient)**



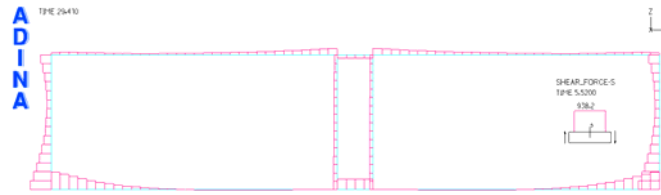




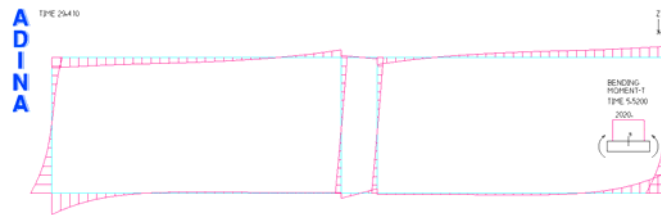
Διάγραμμα αξονικών



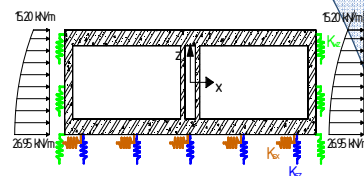
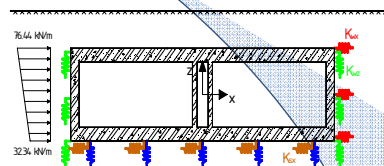
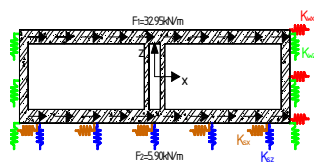
Διάγραμμα τεμνουσών

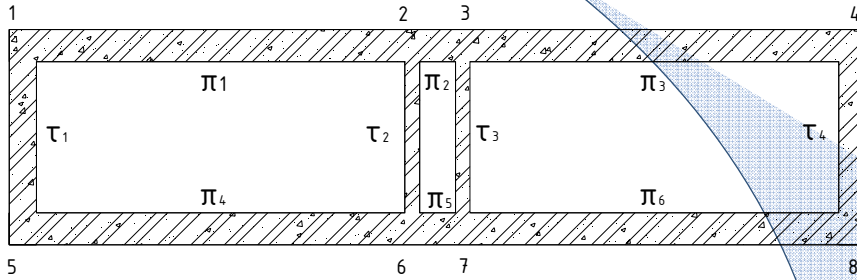


Διάγραμμα ροπών

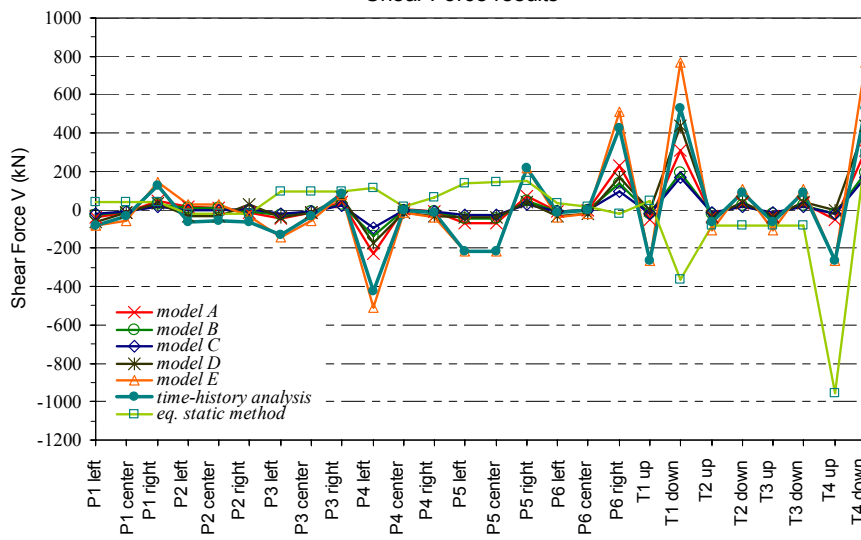


### Ισοδύναμη Στατική Μέθοδος



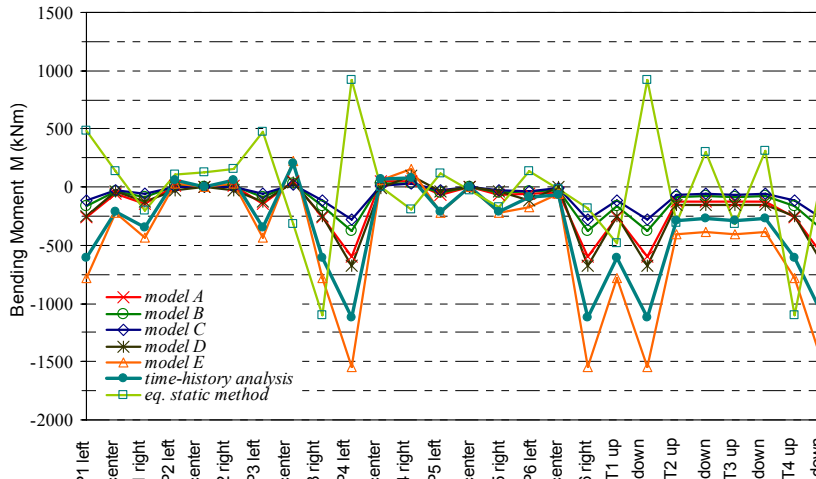


Shear Force results

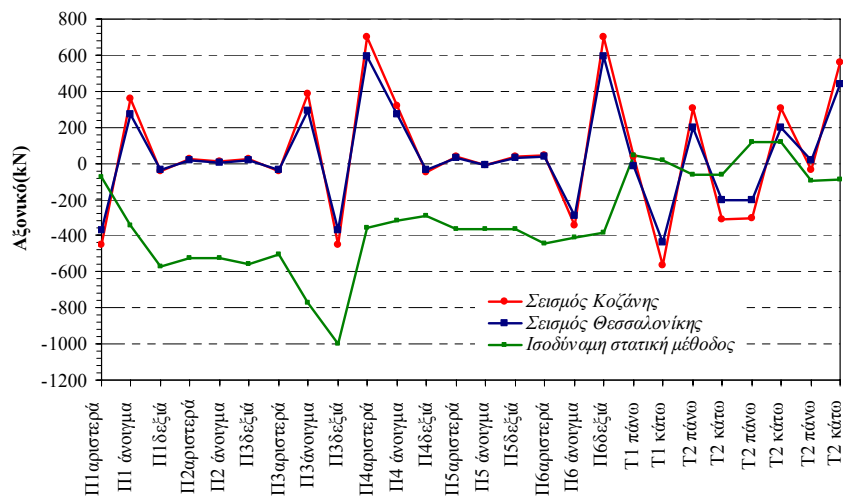




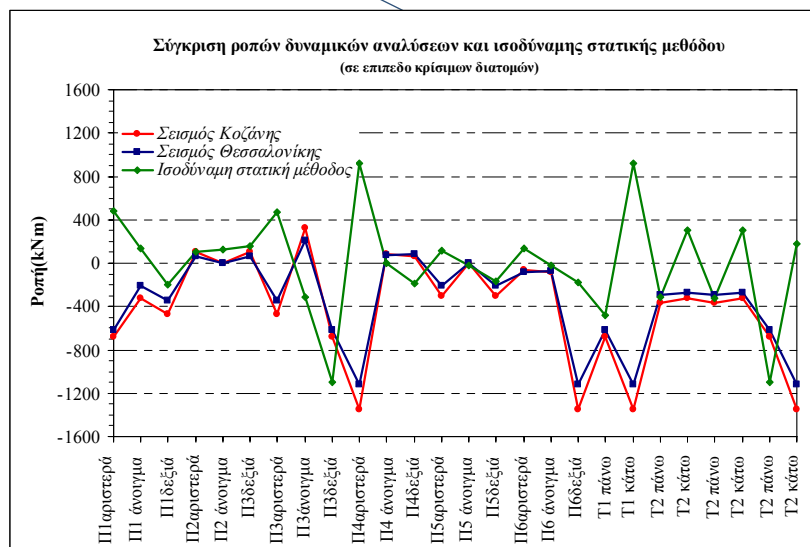
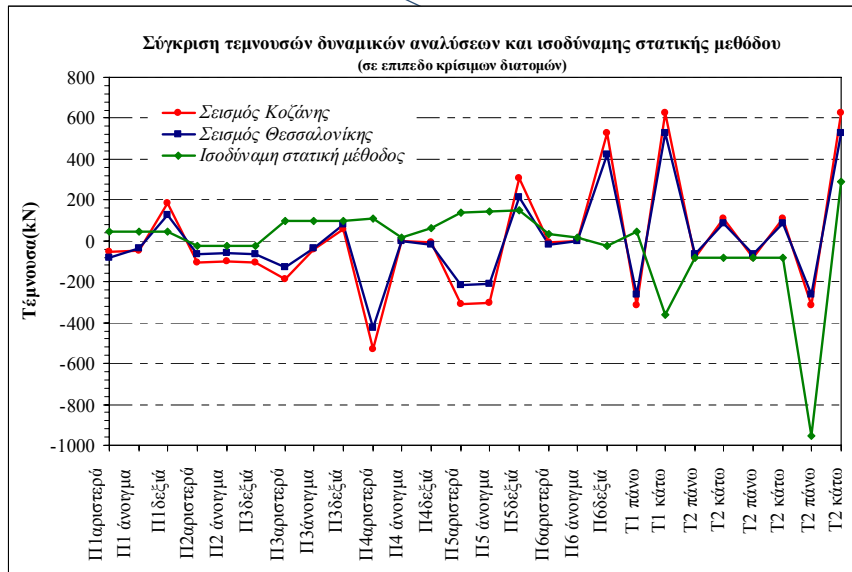
Bending Moment results



Σύγκριση Αξονικών δυναμικών αναλύσεων και ισοδύναμης στατικής μεθόδου  
(σε επίπεδο κρίσιμων διατομών)

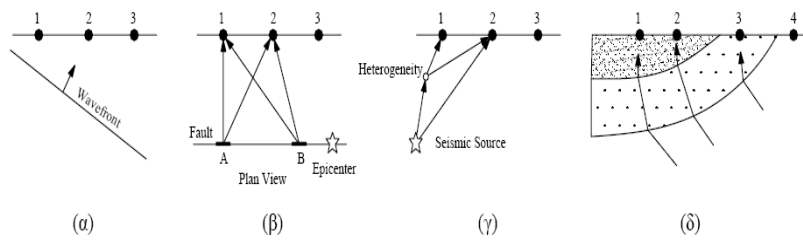








## Ανάλυση κατά την διαμήκη έννοια Α-σύγχρονη Κίνηση

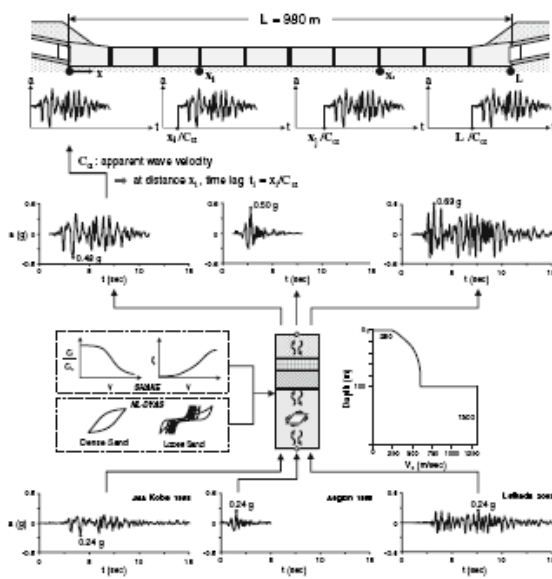


Φαινόμενη ταχύτητα : 
$$V_{app} = \frac{V}{\sin \psi}$$

$V_{app}$  (η  $C_s$ ) : 700 - 1500 m/s

Για σήραγγες : min L = 100m-150m (Kawashima, 1996)





Τοπικές εδαφικές συνθήκες και ασύγχρονη κίνηση

- διαφορά φάσης
- τοπικές εδαφικές συνθήκες

Anastasopoulos et al 2008, BEE

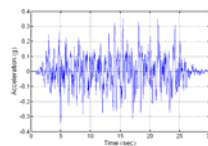
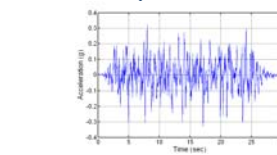


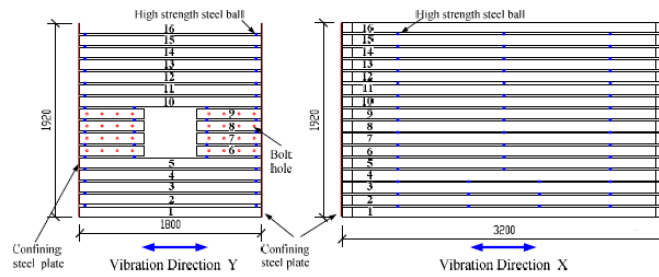
Δοκιμές ασύγχρονης δόνησης με δύο διατμητικές τράπεζες



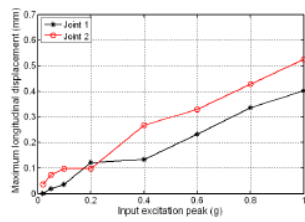
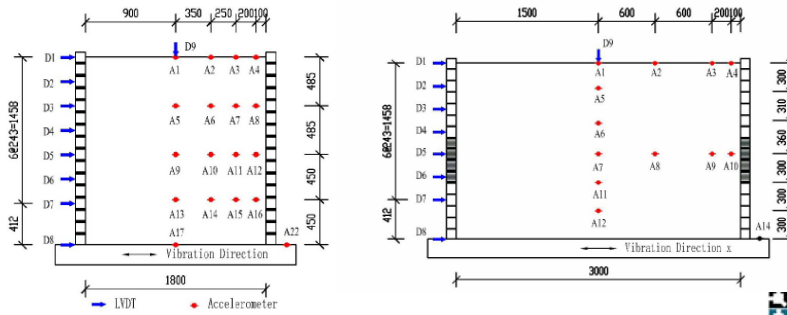
Laminar box

L = 100m

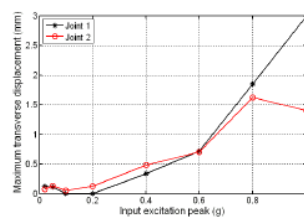




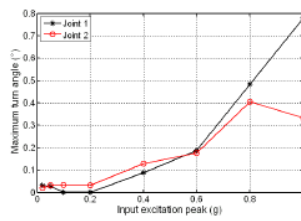
(b) Side view



( a ) Longitudinal displacement D1



( b ) Lateral displacement D2



( c ) Relative rotation angle  $\alpha$





### Διαμήκης ασύγχρονη ταλάντωση

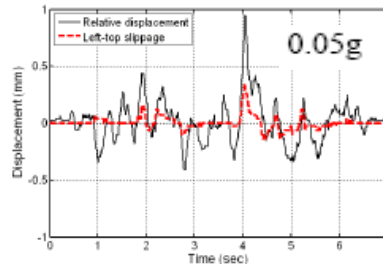
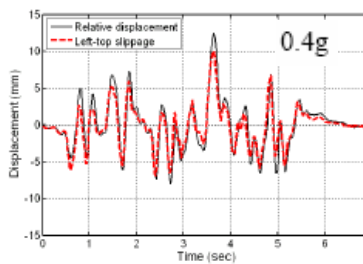
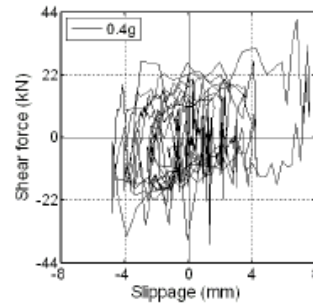
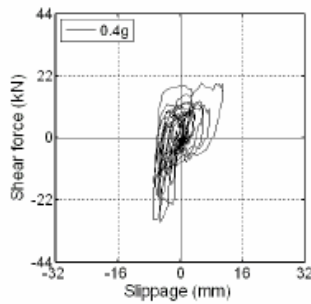
Table 4 Maximum tension strain of segment 1, 2 and 3 in test Phase 2

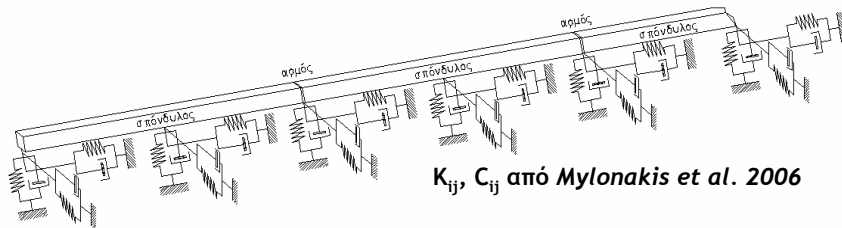
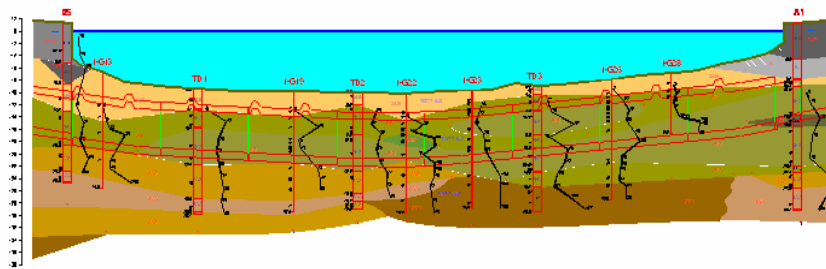
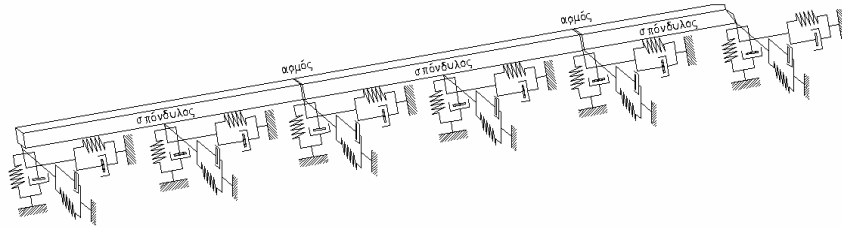
Average strain ( $\mu\epsilon$ )	PGA							
	0.02g	0.05g	0.1g	0.2g	0.4g	0.6g	0.8g	1.0g
Segment 1	1.65	2.45	3.06	3.59	3.34	3.76	5.11	4.08
Segment 2	3.77	7.95	9.72	10.22	11.19	13.19	14.18	14.85
Segment 3	0.62	0.86	1.11	1.14	1.11	2.96	4.14	1.96

### Εγκάρσια ασύγχρονη ταλάντωση

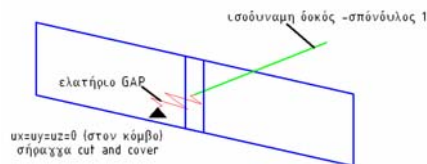
Table 5 Maximum tension strain of segment 1, 2 and 3 in test Phase 3

Average strain ( $\mu\epsilon$ )	PGA							
	0.02g	0.05g	0.1g	0.2g	0.4g	0.6g	0.8g	1.0g
Segment 1	0.01	0.39	0.59	0.67	0.72	0.56	1.09	1.13
Segment 2	6.82	11.05	13.42	16.25	17.65	20.16	23.93	26.82
Segment 3	0.67	0.94	0.47	0.73	0.32	1.38	1.62	1.34

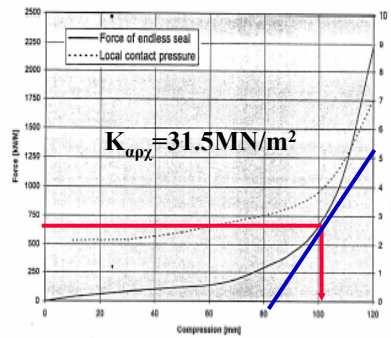




$K_{ij}, C_{ij}$  από Mylonakis et al. 2006

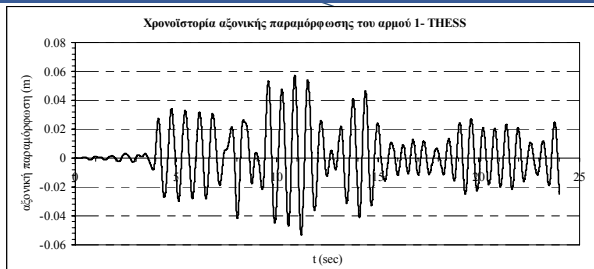
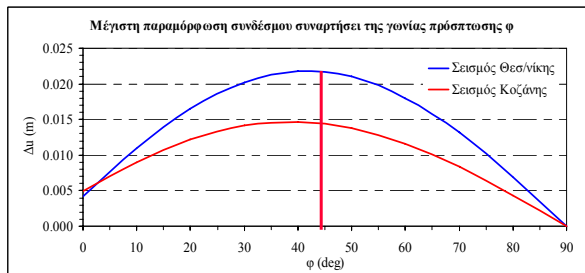
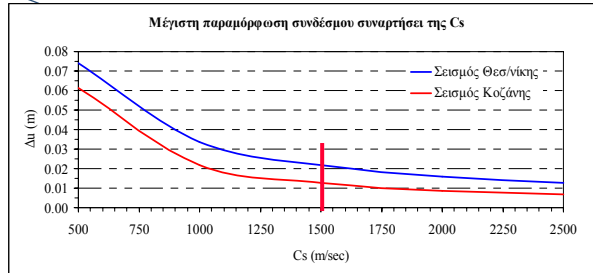


Προσομοίωση αρμών  
GINA ETS-180-220 (Daewoo 2004)

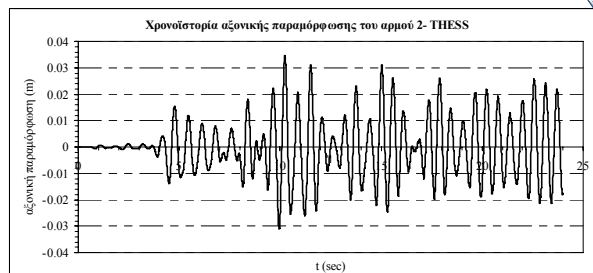


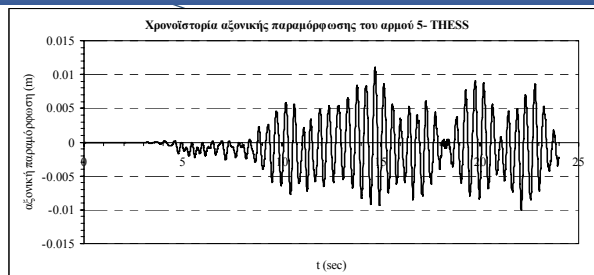
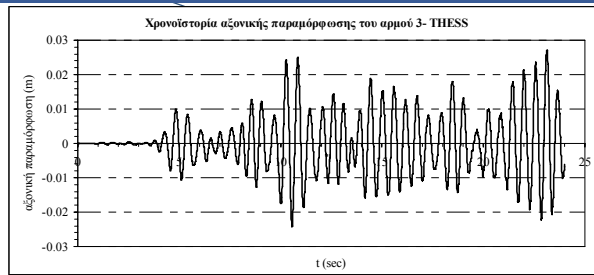


### Αξονική παραμόρφωση αρμών

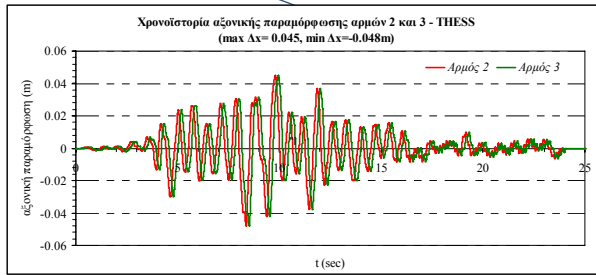


**Χωρίς Διαφορά Φάσης**



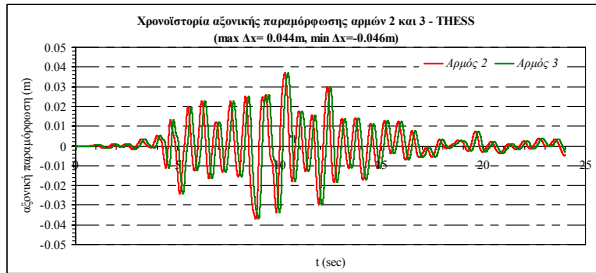




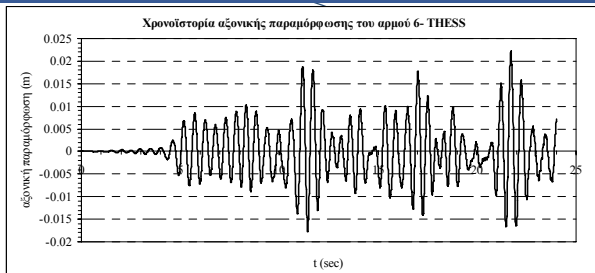


**Β: Χωρίς απόσβεση**

$C_s = 1000\text{m/s}$



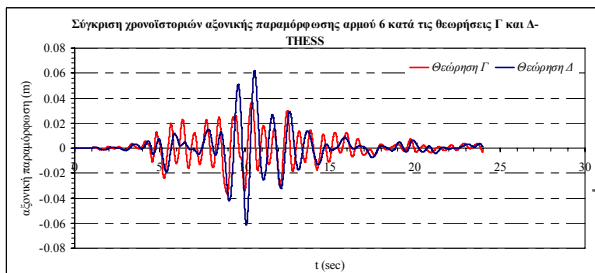
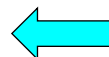
**Γ: Με απόσβεση**

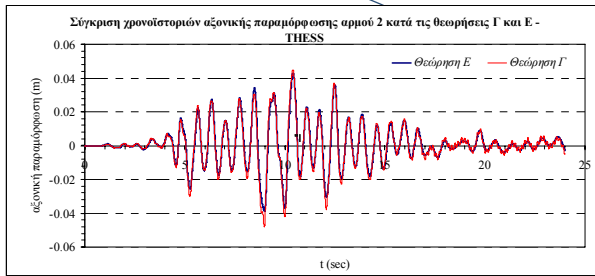


**Δ Χωρίς Διαφορά Φάσης, Μηδενική Απόσβεση και ομοιόμορφο έδαφος**

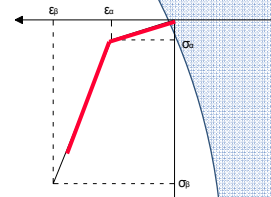
**Γ Διαφορά Φάσης και ομοιόμορφο έδαφος +Απόσβεση**

**Δ +Απόσβεση και μεταβλητή στρωματογραφία**





**Ε και ΣΤ**  
+ δι-γραμμική  
σχέση για τον  
σύνδεσμο GINA



**Ρευστοποίηση**





Εγκάρσιες και διαμήκεις οριζόντιες μετακινήσεις και καθιζήσεις εξαιτίας της πλευρικής εξάπλωσης με αποτέλεσμα => καταναγκασμό «στατικών» διαφορικών μετακινήσεων

Ανύψωση σήραγγας λόγω αυξημένων ανωστικών δυνάμεων (υδατικές υπερπτήσεις λόγω ρεστοποίησης)



### Μέθοδοι αντιμετώπισης

- Διαθέσιμη διατμητική αντοχή περιμετρικά της σήραγγας
- Διατμητικές κλείδες
- Προεντεταμένοι διαμήκεις εντατήρες
- Νεκρό βάρος
- Αποστράγγιση (σκάφη, χαλικοπάσσαλοι κλπ)





## Χαρακτηριστικά σήραγγας BART

- Κατασκευή από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, Κέλυφος από Χάλυβα
- Συνολικό μήκος 5.5 km
- Η σήραγγα περιβάλλεται από χαλαρές άμμους με χαλίκια ( $D_r < 50\%$ )
- Υψηλή σεισμικότητα της περιοχής

Τρωτότητα



- Πιθανή ανύψωση σήραγγας λόγω ρευστοποίησης του περιβάλλοντος εδάφους



- Fugro West Inc. (Section Designer Prime)-> Αποτίμηση της τρωτότητας και πρόταση κατάλληλης μεθόδου βελτίωσης



## Κριτήρια σχεδιασμού Σήραγγας BART

- Ειδικά κριτήρια σχεδιασμού
- Δύο επίπεδα σεισμών σχεδιασμού
  - Βασικός Σεισμός Σχεδιασμού (Design Basis Earthquake - DBE): T=1000 χρόνια, PGA  $\approx 0.63g$
  - Μικρότερος Βασικός Σεισμός Σχεδιασμού (Lower Design Basis Earthquake - LDBE): T=500 χρόνια, PGA  $\approx 0.50g$
- Στόχοι επιτελεστικότητας
  - DBE: Ασφαλής εκκένωση, αποφυγή εισροής νερού - λάσπης στη σήραγγα
  - LDBE: Δυνατότητα επαναλειτουργίας σε σύντομο χρονικό διάστημα
- Κριτήρια αποδοχής
  - Κριτήρια αντοχής (επιτρεπόμενες τάσεις)
  - Κριτήρια παραμόρφωσης (επιτρεπόμενες παραμορφώσεις - κυρίως αξονικές στο καλύβδινο κέλυφος)



## Φιλοσοφία σχεδιασμού

- Σχεδιασμός με βάση την επιτελεσματικότητα (ή με βάση τις παραμορφώσεις) έναντι του σχεδιασμού με χρήση Συντελεστή Ασφαλείας
- Θεώρηση δύο επιπέδων σεισμού σχεδιασμού
- Θεώρηση μέσης απόκρισης που προέκυψε από 7 χρονοϊστορίες κανονικοποιημένες ως προς τα φάσματα για κάθε επίπεδο
- Απαιτήσεις παραμορφώσεων
- Φορτιστικοί συνδυασμοί που έλαβαν υπόψη απαιτήσεις λόγω

1. ανύψωσης λόγω ρευστοποίησης
2. αξονικών παραμορφώσεων και απαιτήσεις ροπών

$$\left. \begin{array}{l} 1. \text{ ανύψωσης λόγω} \\ \text{ρευστοποίησης} \\ 2. \text{ αξονικών παραμορφώσεων} \\ \text{και απαιτήσεις ροπών} \end{array} \right\} \frac{\varepsilon_{ax}}{\varepsilon_y} + \frac{M_{uplift}}{M_{y, \theta=0}} + \frac{M_{global}}{M_{y, \theta=90}}$$



## Κριτήρια απόφασης επεμβάσεων

- Εάν στις περισσότερες θέσεις ο λόγος διαρροής είναι  $1.0 < \lambda < 2.0$

Δεν προτείνεται  
επισκευή

- Σε μεμονωμένες θέσεις οι λόγοι διαρροής ενδέχεται να μην ανταποκρίνονται στα κριτήρια σχεδιασμού

Ανάγκη περαιτέρω  
υπολογισμών /  
επισκευή





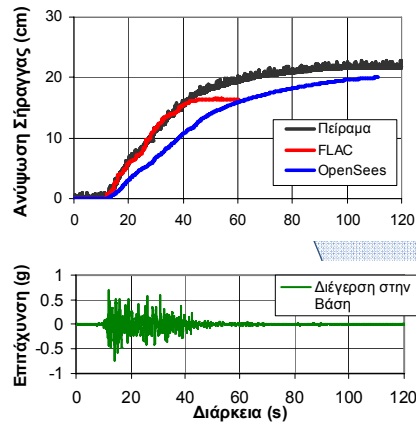
### Συγκρίσεις αποτελεσμάτων

2 Πειράματα σε Φυγοκεντριστή  
University of California, Davis



Kutter et al. (2008)

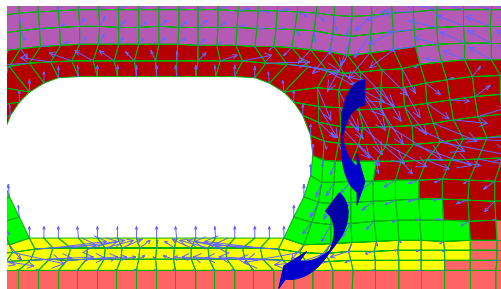
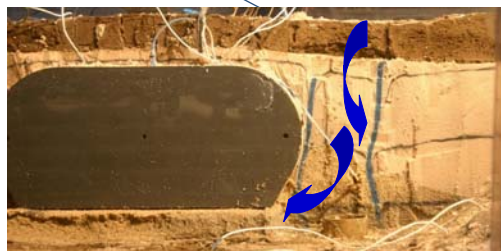
Αναλύσεις με FLAC (UBCSAND)  
και OpenSees (Elgamal et al.)



Τραβασάρου και Chacko (2008)



### Διανύσματα μετατόπισης



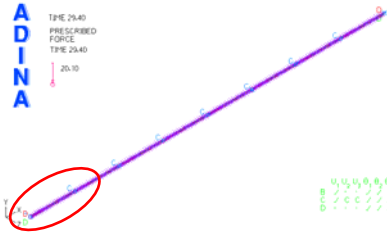
Ο ρόλος  
της PGV  
!

Τραβασάρου και Chacko (2008)





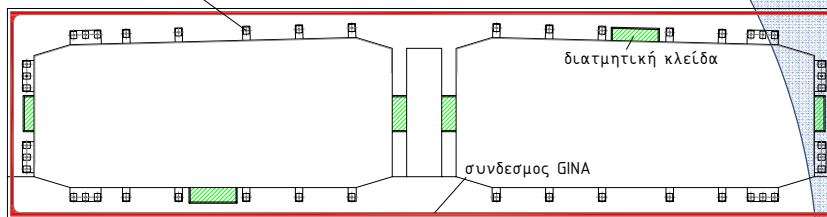
**A  
D  
I  
N  
A**  
TYPE 25.40  
PRESCRIBED  
FORCE  
TYPE 25.40  
20.10



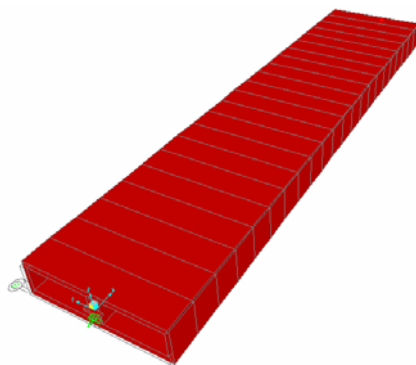
**Διατομή οριζόντιου διαμητικού κλειδιού:**  
 $b \times d = 1900\text{mm} \times 600\text{mm}$   
**μήκος:**  
 $l_0 = 700\text{mm}$

**Διατομή κατακόρυφου διαμητικού κλειδιού:**  
 $b \times d = 600\text{mm} \times 1650\text{mm}$   
**μήκος:**  
 $l_0 = 700\text{mm}$

θέση προεντεταμένης αγκυρώσεως



3D view of the tunnel-segment model



Η μελέτη ρευστοποίησης των επιφανειακών χαλαρών σχηματισμών καταλήγει σε οριζόντιες και κατακόρυφες μετακινήσεις από **10cm έως 20cm**





### Δυνάμεις στην διατμητική κλείδα λόγω οριζόντιων μετακινήσεων

Horizontal displacement					
Case (a)	d (m)	$V_{sd}$ (kN)	Case (b)	d (m)	$V_{sd}$ (kN)
	0.10	3630		0.10	19200 15600*
	0.05	1815		0.05	9600 7800*
	0.01	363		0.01	1920 1560*

Διατμητική  
αντοχή  
σκυροδέματος  
1500KN

### Δυνάμεις στην διατμητική κλείδα λόγω κατακόρυφων μετακινήσεων

Vertical displacement					
Case (a)	d (m)	$V_{sd}$ (kN)	Case (b)	d (m)	$V_{sd}$ (kN)
	0.10	38150		0.10	51330 13160*
	0.05	19075		0.05	25665 6580*
	0.01	3815		0.01	5133 1316*

Διατμητική  
αντοχή  
σκυροδέματος  
2600KN



## Γενικά Θέματα Διαστασιολόγησης

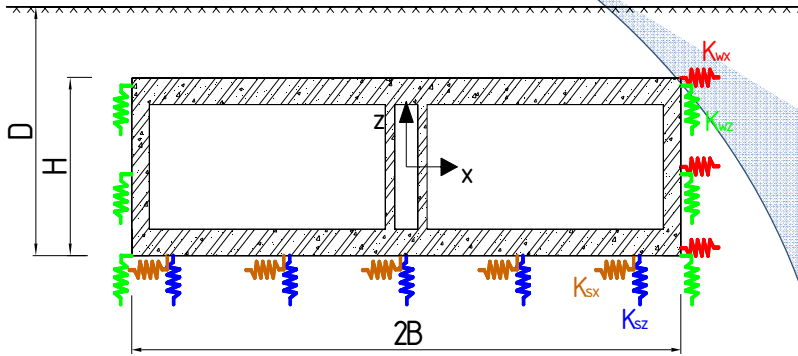
Πόσο σημαντικός είναι ο αντισεισμικός  
σχεδιασμός σε σχέση με τα υπόλοιπα φορτία  
στατικής φύσεως?



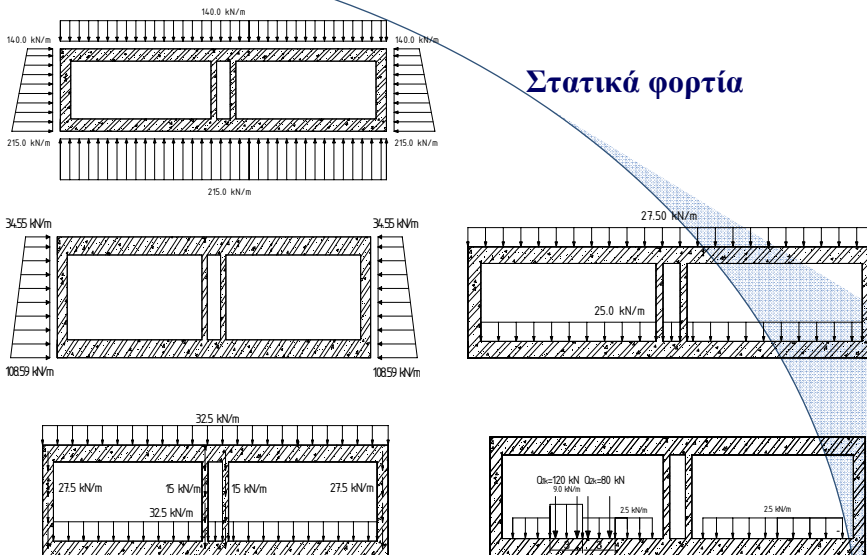


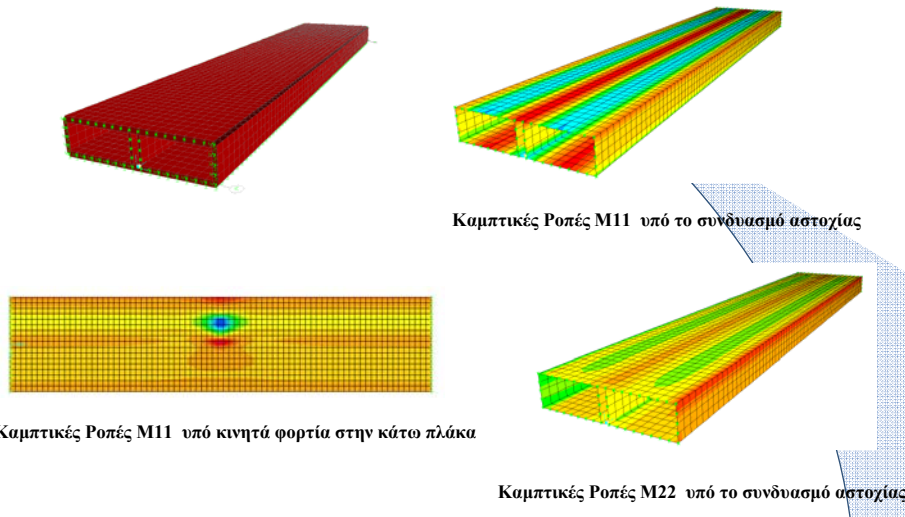


## Ορθογωνική σήραγγα Προσομοίωμα στατικής επίλυσης



## Στατικά φορτία

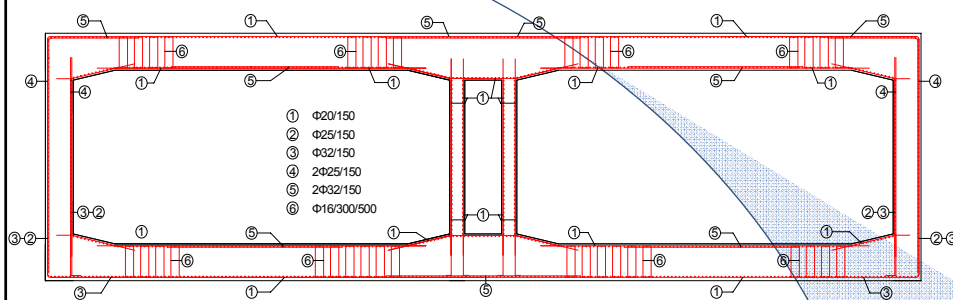




Καμπτικές Ροπές M11 υπό το συνδυασμό αστοχίας

Καμπτικές Ροπές M11 υπό κινητά φορτία στην κάτω πλάκα

Καμπτικές Ροπές M22 υπό το συνδυασμό αστοχίας



Διαστασιολόγηση σύμφωνα με EC2, DIN-Fachbericht 101 και 102

Οριακές καταστάσεις : Αστοχία και Λειτουργικότητα, Μέγιστο εύρος ρωγμής 0.2mm




**Φορτία διατομής για τον συνδυασμό λειτουργίας στην οριακή κατάσταση αστοχίας**

Στοιχείο	Θέση	Συνδυασμός		
		Q (kN)	N (kN)	M (kNm)
πλάκα Π1	αριστερή στήριξη	-2075.78	-1383.34	-3981.53
	άνοιγμα	84.22	-1383.34	3984.69
	δεξιά στήριξη	2244.22	-1383.34	-5329.09
πλάκα Π2	αριστερή στήριξη	-98.89	-1360.81	-5119.28
	άνοιγμα	171.11	-1360.81	-5155.39
	δεξιά στήριξη	441.11	-1360.81	-5461.49
πλάκα Π3	αριστερή στήριξη	-2261.25	-1343.18	-5536.59
	άνοιγμα	-101.25	-1343.18	3913.41
	δεξιά στήριξη	2058.75	-1343.18	-3916.60
πλάκα Π4	αριστερή στήριξη	1773.49	-1281.69	2668.58
	άνοιγμα	-163.66	-1270.08	-2696.49
	δεξιά στήριξη	-2092.12	-1267.01	5032.24
πλάκα Π5	αριστερή στήριξη	213.80	-1289.63	4991.40
	άνοιγμα	4.92	-1289.63	4882.03
	δεξιά στήριξη	-395.98	-1289.87	5173.57
πλάκα Π6	αριστερή στήριξη	2274.82	-1307.86	5380.84
	άνοιγμα	108.42	-1315.84	-3364.65
	δεξιά στήριξη	-1816.28	-1330.14	2941.94
τοιχώμα Τ1	πάνω	1385.54	-2057.93	3981.53
	κάτω	-1285.72	-1845.60	2668.58
τοιχώμα Τ2	πάνω	-22.53	-2343.11	-209.81
	κάτω	-22.53	-2494.99	-40.84
τοιχώμα Τ3	πάνω	-17.62	-2702.36	75.09
	κάτω	-17.62	-2854.23	207.27
τοιχώμα Τ4	πάνω	-1345.30	-2042.71	-3916.60
	κάτω	1335.24	-1880.81	-2941.94


**Φορτία διατομής για τον σεισμικό συνδυασμό στην οριακή κατάσταση αστοχίας**

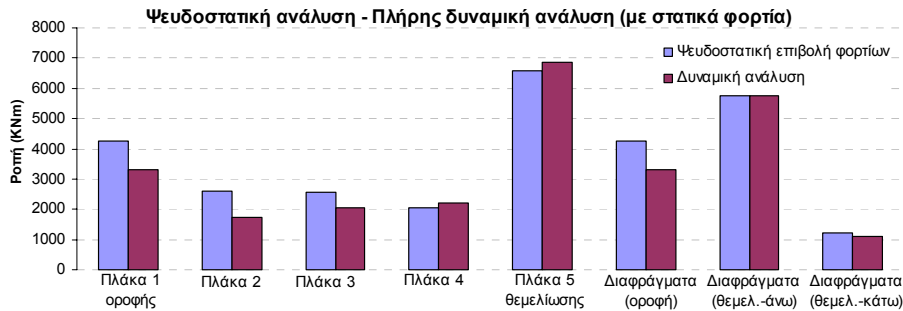
Στοιχείο	Θέση	Συνδυασμός			Συνδυασμός		
		Q (kN)	N (kN)	M (kNm)	Q (kN)	N (kN)	M (kNm)
πλάκα Π1	αριστερή στήριξη	-1567.05	-1470.81	-3490.83	-1457.79	-570.89	-2121.87
	άνοιγμα	41.71	-659.66	2569.34	133.45	-1382.04	3216.66
	δεξιά στήριξη	1872.77	-1061.83	-4681.27	1502.39	-979.87	-3734.05
πλάκα Π2	αριστερή στήριξη	-259.24	-981.21	-3954.22	-43.66	-1029.79	-4163.86
	άνοιγμα	-53.33	-997.51	-4007.59	150.43	-1013.49	-4007.59
	δεξιά στήριξη	140.76	-981.18	-4051.32	356.34	-1029.82	-4260.96
πλάκα Π3	αριστερή στήριξη	-1878.09	-1050.66	-4741.45	-1507.71	-968.76	-3794.23
	άνοιγμα	-134.75	-624.32	3199.01	-51.05	-1395.10	2551.69
	δεξιά στήριξη	1651.75	-1459.71	-3465.99	1542.45	-559.71	-2096.93
πλάκα Π4	αριστερή στήριξη	735.63	-321.85	798.01	1789.85	-1725.83	3490.91
	άνοιγμα	-76.52	-695.78	-2001.03	-79.64	-1333.26	-2173.01
	δεξιά στήριξη	-1388.39	-1058.34	3280.30	-1377.75	-965.70	3150.16
πλάκα Π5	αριστερή στήριξη	-31.16	-988.82	2874.24	586.98	-1066.06	3489.20
	άνοιγμα	-184.72	-1039.90	2982.18	427.04	-1014.98	2982.18
	δεξιά στήριξη	-53.97	-989.80	2959.37	-672.11	-1065.44	3574.33
πλάκα Π6	αριστερή στήριξη	1413.59	-976.58	3279.21	1424.23	-1070.82	3414.67
	άνοιγμα	64.43	-1374.64	-2393.09	70.75	-685.22	-2221.11
	δεξιά στήριξη	-750.04	-340.01	912.50	-1804.34	-1742.23	3605.40
τοιχώμα Τ1	πάνω	724.42	-1467.07	2121.77	1354.38	-1536.83	3490.93
	κάτω	-416.18	-2201.37	798.01	-1666.92	-1078.35	3490.91
τοιχώμα Τ2	πάνω	-100.04	-1532.13	-517.52	69.34	-2145.93	220.28
	κάτω	93.19	-2259.88	-358.04	-123.89	-1643.18	291.02
τοιχώμα Τ3	πάνω	-80.48	-2248.35	-257.20	88.90	-1634.55	480.60
	κάτω	112.75	-1745.60	-244.44	-104.33	-2362.30	404.62
τοιχώμα Τ4	πάνω	-1341.72	-1531.90	-3466.10	-711.72	-1462.16	-2096.82
	κάτω	1688.41	-1076.16	-3605.40	437.53	-2199.24	-912.50





## Σταθμός Μετρό: Ανάλυση του φορέα για δυναμικά και στατικά φορτία

### Σύγκριση συμμετοχής τύπου φόρτισης στην καταπόνηση του φορέα

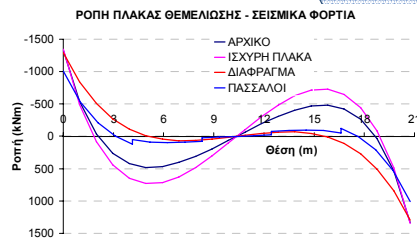
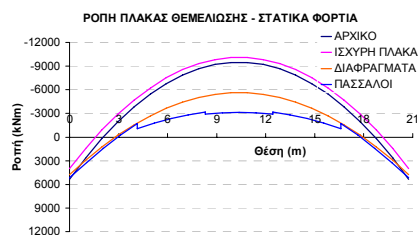


- Η μεγάλη συμμετοχή των στατικών φορτίων και της άνωσης αμβλύνει τις όποιες διαφοροποιήσεις προκύπτουν κατά τον υπολογισμό του δυναμικού μέρους της καταπόνησης του φορέα



## Σταθμός Μετρό: Γενικά θέματα μορφοποίησης του φορέα

Η προέκταση των περιμετρικών διαφραγμάτων και η κατασκευή φρεατοπασσάλων τριβής ελαφρύνουν σημαντικά τα εντατικά μεγέθη, και ειδικά την επιβαρημένη λόγω και της άνωσης κατώτερη πλάκα θεμελίωσης

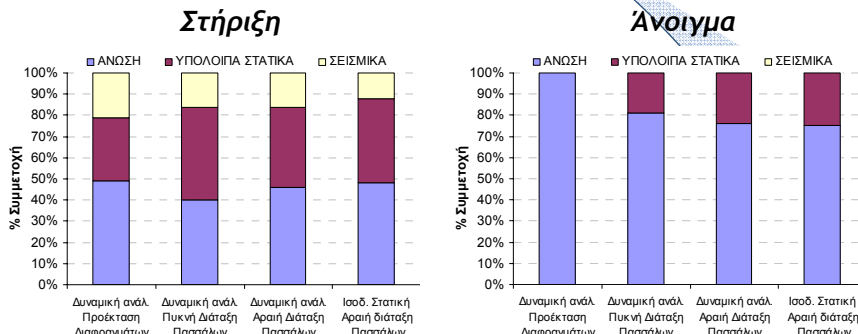




## Ανάλυση του φορέα για δυναμικά και στατικά φορτία για διάφορες διατάξεις πασσάλων και διαφραγμάτων

Συμμετοχή διαφόρων φορτίσεων στην καταπόνηση του φορέα

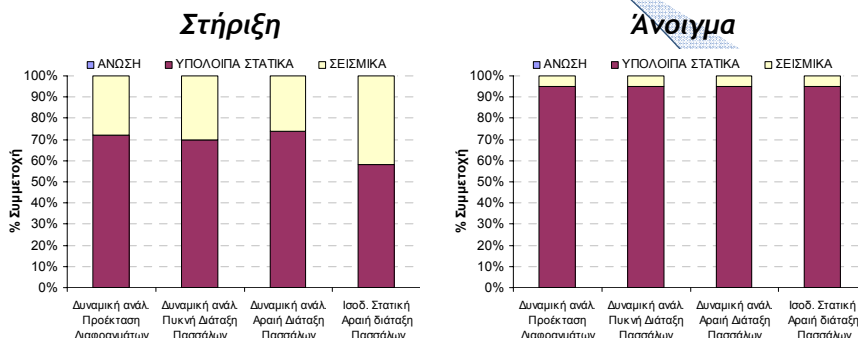
• Πλάκα θεμελίωσης



## Ανάλυση του φορέα για δυναμικά και στατικά φορτία με διάφορες διατάξεις πασσάλων και διαφραγμάτων

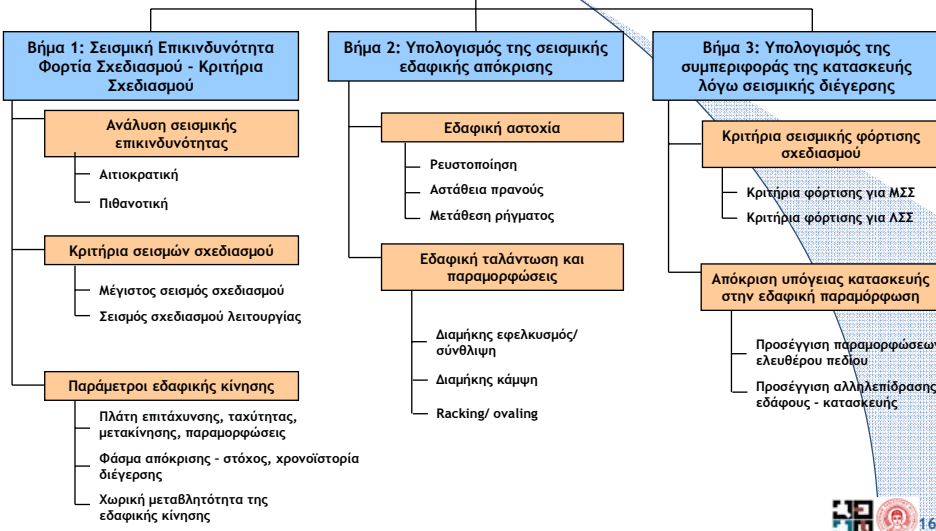
Συμμετοχή διαφόρων φορτίσεων στην καταπόνηση του φορέα

• Πλάκα οροφής





## Αναγκαία Βήματα αντισεισμικού σχεδιασμού υπόγειων κατασκευών



### Συμπεράσματα (1)

- Οι συμβατικές μέθοδοι ανάλυσης υπόγειων κατασκευών μεγάλων διαστάσεων, όπως είναι η ψευδοστατική μέθοδος, παρουσιάζουν προβλήματα τόσο στον τρόπο υπολογισμού και κατανομής των δυναμικών ωθήσεων, όσο και συνολικά στο τρόπο προσομοίωσης της δυναμικής φόρτισης και απόκρισης της κατασκευής
- Η προσομοίωση της σεισμικής φόρτισης με την επιβολή καταναγκασμού μετακινήσεων ως απόρροια των σεισμικών παραμορφώσεων του εδάφους, είναι οπωσδήποτε ακριβέστερη και προτιμητέα
- Αναγκαιότητα ακριβούς προσδιορισμού των κατάλληλων δεικτών εμπέδησης (ελατήρια και αποσβεστήρες)



## Συμπεράσματα (2)

- Η καταλληλότερη μέθοδος ανάλυσης παρόμοιων έργων είναι η πλήρης δυναμική ανάλυση (έδαφος+ εγκιβωτισμένη κατασκευή) σε 2 η 3 διαστάσεις. Η πλήρης δυναμική (αριθμητική) ανάλυση μπορεί να εντοπίσει και να αποδώσει σωστά τις ιδιαίτερες πτυχές της σεισμικής απόκρισης του έργου
- Η προσεγγιστική μέθοδος του συντελεστή διατμητικής ευκαμψίας (ranking coefficient) είναι αρκετά ακριβής για ορθογωνικές διατομές μικρού σχετικά ύψους
- Η συμμετοχή των στατικών φορτίων και ιδιαίτερα της άνωσης είναι γενικά σημαντικότερη από τις σεισμικές φορτίσεις, με αποτέλεσμα να αμβλύνονται οι διαφοροποιήσεις στα αποτελέσματα των διαφόρων μεθόδων που προκύπτουν από το δυναμικό μέρος της μελέτης και την γεωμετρία της κατασκευής



## Συμπεράσματα (3)

- Σε περίπτωση ισχυρών ανωστικών φορτίων η κατασκευή πασσάλων τριβής άκαμπτα συνδεδεμένων με την κατώτερη πλάκα θεμελίωσης προσφέρει σημαντική βελτίωση της ασφάλειας με ταυτόχρονη ελάφρυνση της κατασκευής
- Τα περιμετρικά διαφράγματα είναι καλό να επιμηκύνονται πέραν της κατώτερης πλάκας θεμελίωσης. Ανακουφίζουν το φορέα
- Ωθήσεις: Η μέθοδος M-O και οι παρεμφερείς της δεν περιγράφουν επαρκώς το πρόβλημα. Απαιτούνται βελτιωμένες προτάσεις και μέθοδοι
- Διατμητικές τάσεις περιμετρικά και διατμητική αντοχή: Μεγάλα περιθώρια βελτίωσης
- Δείκτες εμπέδησης (ελατήρια, αποσβεστήρες): Μεγάλη έλλειψη





### Συμπεράσματα (4)

- Διαμήκης ανάλυση με βάση την προσομοίωση δοκού επί «ελατηριωτού» εδάφους (με αποσβέσεις) είναι γενικά ικανοποιητική αρκεί να υπολογισθούν σωστά (??) οι συναρτήσεις των δεικτών εμπέδησης
- Απαραίτητος ο έλεγχος για ασύγχρονη ανομοιόμορφη φόρτιση. Εξ'αυτής προκύπτουν τα σημαντικότερα εντατικά μεγέθη τόσο στον κορμό (σε περίπτωση συνεχούς κατασκευής χωρίς αρμούς) όσο - και μάλιστα κατεξοχήν - και στους αρμούς
- Η διαμόρφωση (τεχνολογία) και ο υπολογισμός των αναπτυσσόμενων εντατικών μεγεθών και παραμορφώσεων (στροφές, μετακινήσεις) στους αρμούς είναι ο κυρίαρχος παράγοντας διαστασιολόγησης μιας κατασκευής ανάλογης τυπολογίας με αυτές που εξετάστηκαν



### Συμπεράσματα (5)

- Οι επιβαλλόμενες μετακινήσεις λόγω μόνιμων εδαφικών μετακινήσεων (κατολίσθηση, ρευστοποίηση, διασταύρωση με ρήγμα) είναι τεχνικά και υπολογιστικά αντιμετωπίσιμες. Υπάρχουν φυσικά εξαιρέσεις. Η όποια απόφαση εξαρτάται κυρίως από τον παράγοντα του κόστους και του επιθυμητού συντελεστή ασφάλειας
- Σε γενικές γραμμές επιβάλλεται όλοι σχεδόν οι υπολογισμοί και η διαστασιολόγηση να γίνονται με την λογική των επιβαλλόμενων μετακινήσεων-παραμορφώσεων (μέθοδος επιτελεστικότητας)
- Η εκτίμηση των σεισμικών φορτίων σχεδιασμού - πέραν των κανονιστικών διατάξεων - είναι απολύτως επιβεβλημένη







**Σας ευχαριστώ  
για την προσοχή σας**

