



**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**  
**ΣΧΟΛΗ ΑΓΡΟΝΟΜΩΝ ΚΑΙ ΤΟΠΟΓΡΑΦΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**  
**- ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΓΕΩΠΛΗΡΟΦΟΡΙΚΗΣ**  
**ΤΟΜΕΑΣ ΕΡΓΩΝ ΥΠΟΔΟΜΗΣ ΚΑΙ ΑΓΡΟΤΙΚΗΣ ΑΝΑΠΤΥΞΗΣ**

**ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

**ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΚΑΙ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ**  
**ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΩΝ ΜΕ ΕΜΦΑΣΗ ΣΤΑ ΕΠΙΒΑΛΛΟΜΕΝΑ**  
**ΕΞΩΤΕΡΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ ΣΤΑ ΑΝΑΝΤΗ.**

**ΠΑΡΑΣΚΕΥΑΣ ΚΩΤΣΑΝΤΩΝΗΣ**  
**A.M. rs06091**

**ΕΠΙΒΛΕΠΟΝΤΕΣ:**  
**ΚΑΤΤΗΣ ΜΑΡΙΝΟΣ, ΑΝΑΠΛΗΡΩΤΗΣ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ ΕΜΠ**  
**ΨΑΡΡΟΠΟΥΛΟΣ ΠΡΟΔΡΟΜΟΣ, ΕΔΙΠ ΕΜΠ**

**ΑΘΗΝΑ 2023**

## **Βακτηρία εστί παιδεία βίου.**

(Η μόρφωση είναι στήριγμα της ζωής.)

Μένανδρος, 4ος αιώνας π.Χ. Αρχαίος Έλληνας ποιητής

## Ευχαριστίες

Μετά από μια κοπιώδη και απαιτητική προσπάθεια φτάνει στο τέλος του ένα όμορφο ταξίδι γνώσης. Η ολοκλήρωση της παρούσας διπλωματικής εργασίας, είναι η τελευταία στροφή μιας δύσκολης και δαιδαλώδους διαδρομής. Δεν θα ήταν δυνατόν να τα καταφέρω αν δεν είχαν συμβάλει, στην πορεία αυτή, αγαπητά μου πρόσωπα.

Αρχικά θέλω να ευχαριστήσω όλους τους συμφοιτητές μου, ξεχωριστά τους Σταύρο Κολιό, Νίκο Βέρρο, Τηλέμαχο Μουμούρη, Δημήτρη Καράγιαννη, Γιάννη Θεοχάρη και Μαρία Αγαλιώτη, για την συμπαράσταση τους όλα αυτά τα χρονιά. Πάντα θα θυμάμαι ότι: *« Ο μόνος σίγουρος τρόπος για να χάσεις το μάθημα είναι να μην προσπαθήσεις να το δώσεις»*.

Επίσης όλους τους καθηγητές της σχολής Αγρονόμων και Τοπογράφων Μηχανικών του Ε.Μ.Π. για την γνώση που μου μετέδωσαν, ιδιαίτερα όμως τον κύριο Δρ. Πρόδρομο Ψαρρόπουλο για τις άπειρες ώρες που μου αφιέρωσε, την υπομονή, την κατανόηση και την επιστημονική βοήθειά που μου παρείχε, ώστε να ολοκληρωθεί η παρούσα διπλωματική εργασία.

Ευχαριστώ όλα τα μέλη της οικογένειάς μου, την γυναίκα μου και τα τέσσερα, γλυκά, παιδιά μου για την υπομονή τους σε όλη αυτή την διαδρομή. Επίσης όλους όσους έδειξαν πραγματικό ενδιαφέρον, και με υποστήριξαν ηθικά, την γιαγιά Καλλιόπη τον αδερφό μου Κώστα και την κυρία Δρ. Μαραγκουδάκη Ραφαέλα Διευθύντρια μου στο Υπουργείο Υποδομών.

Τέλος, αφιερώνω την Διπλωματική μου με σεβασμό και αγάπη, στους γονείς μου και ιδιαίτερα στον Πατέρα μου Σωκράτη που απεβίωσε κατά την διάρκεια της συγγραφής.

Με τιμή

Κωτσαντώνης Παρασκευάς του Σωκράτη

**Στη μνήμη του Πατέρα μου Σωκράτη.**

Απεβίωσε κατά τη διάρκεια συγγραφής της εργασίας.

## Περίληψη

Ο όρος «τοίχος αντιστήριξης» αναφέρεται σε δομές που χρησιμοποιούνται για να υποστηρίξουν φορτία και να αντισταθμίσουν τις πιέσεις από το έδαφος ή άλλα φορτία που ασκούνται σε ένα τεχνικό έργο. Η αλληλεπίδραση μεταξύ εδάφους και τοίχου αντιστήριξης εξαρτάται από διάφορους παράγοντες, όπως ο τύπος του εδάφους, η κατασκευή του τοίχου και οι συνθήκες φόρτισης. Ορισμένες από τις μορφές αλληλεπιδράσεων που λαμβάνουν χώρα στο σύστημα «έδαφος-τοίχος αντιστήριξης» σχετίζονται την ανάπτυξη πιέσεων όπως:

- Πίεση εδάφους: Ο τοίχος ασκεί πίεση στο έδαφος που βρίσκεται πίσω του. Το μέγεθος αυτής της πίεσης εξαρτάται από το ύψος και το βάρος του τοίχου. Εάν το έδαφος δεν είναι ικανό να αντέξει την πίεση, μπορεί να προκληθούν μετατοπίσεις και αστοχίες, ειδικά εάν το έδαφος είναι μαλακό ή υποκείμενο σε κινητική διέγερση.
- Κάθετο φορτίο: Ο τοίχος μπορεί να υποστηρίξει ένα κάθετο φορτίο, όπως το βάρος ενός κτιρίου ή άλλης δομής. Η κατανομή του φορτίου στο έδαφος πρέπει να γίνεται με προσοχή για να αποφευχθούν παραμορφώσεις ή καταρρεύσεις.

Σκοπός της παρούσας εργασίας είναι να διερευνηθεί η συμπεριφορά του συστήματος «τοίχος αντιστήριξης-έδαφος» υπό την επίδραση εξωτερικού, κάθετου φορτίου (π.χ. κτηρίου) και εδαφικής διέγερσης (επιταχύνσεως Ag). Στη διεθνή βιβλιογραφία προσφέρονται εξισώσεις που μπορούν να περιγράψουν την εντατική κατάσταση της εδαφικής μάζας ενός τέτοιου συστήματος. Οι εξισώσεις αυτές αναφέρονται σε αναλυτικές μεθόδους υπολογισμού των ωθήσεων. Οι μέθοδοι αυτές βασίζονται συνήθως σε θεωρητικές αναλύσεις, πειραματικά δεδομένα και μαθηματικές εξισώσεις και συνήθως δε δίνουν ακριβή αποτελέσματα, λόγω των αδρομερών παραδοχών που τελικά υπεισέρχονται στους υπολογισμούς. Στην πράξη απαιτείται η χρήση πρόσθετων μεθόδων, για παράδειγμα των αριθμητικών, για πιο ακριβή αποτελέσματα, ειδικά σε περιπτώσεις όπως αυτής που εξετάζεται στην παρούσα εργασία.

Μία από τις κοινά χρησιμοποιούμενες αριθμητικές μεθόδους είναι η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων (Finite Element Method, FEM). Στη μέθοδο αυτή, η εδαφική περιοχή διαιρείται σε μικρότερα στοιχεία, γνωστά ως στοιχεία του FEM, όπου οι μηχανικές εξισώσεις επιλύονται για κάθε στοιχείο ξεχωριστά. Στη συνέχεια τα αποτελέσματα συνδυάζονται για να υπολογιστούν οι ωθήσεις γαιών και οι αντιδράσεις σε ολόκληρη την εδαφική περιοχή.

Στην παρούσα εργασία εξετάζεται αρχικά η απλή μορφή ενός συστήματος «τοίχος αντιστήριξης-αντιστηριζόμενη εδαφική μάζα» και γίνεται επίλυση του, με αναλυτικές μεθόδους αλλά και με την χρήση του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων «Plaxis». Το σύστημα αυτό αφορά τόσο σε ευκάμπτους όσο και σε άκαμπτους τοίχους

που ελέγχονται υπό στατικές και δυναμικές συνθήκες. Γίνεται επεξεργασία-αξιολόγηση των αποτελεσμάτων και σε δεύτερη φάση αναπτύσσεται στο προσομοίωμα εξωτερική φόρτιση. Η φόρτιση αυτή επιβάλλεται στο σύστημα αρχικά με την μορφή ομοιόμορφου κατανεμημένου φορτίου και στην συνέχεια ως πλαίσιο (που λειτουργεί ως προσομοίωμα κτηρίου), που συντίθεται από αβαρή δύσκαμπτα κάθετα μέλη και το οριζόντιο μέλος (δοκό) που φέρει το φορτίο. Επίσης στην δεύτερη φάση όπου το σύστημα γίνεται πιο σύνθετο, δηλαδή «τοίχος αντιστήριξης – αντιστηριζόμενη εδαφική μάζα–εξωτερικό φορτίο», τα προσομοιώματα λύνονται με αναλυτικές και αριθμητικές μεθόδους. Τα ως άνω αποτελέσματα των επιλύσεων αξιολογούνται και γίνεται προσπάθεια να εξαχθούν συμπεράσματα σχετικά με την αλληλεπίδραση εδάφους–τοίχου αντιστήριξης–εξωτερικού φορτίου.

Δια μέσου της σύγκρισης των αποτελεσμάτων που εξάγονται με τη χρήση των αναλυτικών μεθόδων και των αποτελεσμάτων που προέρχονται από την επίλυση του προσομοιώματος με εφαρμογή της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων, προκύπτουν τα τελικά συμπεράσματα. Βασικό συμπέρασμα αποτελεί η εκτίμηση ότι υπάρχει ουσιαστική δυναμική αλληλεπίδραση υπερκείμενης κατασκευής–τοίχου αντιστήριξης, υπό την επίδραση εδαφικής διέγερσης.

Το κτήριο υπό την επίδραση εδαφικής διέγερσης (Ag), αλληλεπιδρά με τον τοίχο αντιστήριξης με αποτέλεσμα τη σημαντική αύξηση του μεγέθους της ώθησης των γαιών που ασκούνται στο σύστημα «τοίχος-εδαφική μάζα». Ουσιαστικά οι αναλυτικές μέθοδοι που προσδιορίζουν την κατανομή των πιέσεων που αναπτύσσονται στο προσομοίωμα, δεν περιγράφουν την κατανομή αυτή με ακρίβεια.

## Abstract

The term “resisting wall” refers to structures used to support loads and to compensate for pressures from the ground or other loads exerted on a technical project. The interaction between ground and retaining wall depends on several factors, such as soil type, wall construction and charging conditions. Some of the interactions taking place in the ground-wall system are related to the development of pressures such as:

- Ground pressure: The wall puts pressure on the ground behind it. The size of this pressure depends on the height and weight of the wall. If the ground is unable to withstand pressure, shifts and failures may occur, especially if the soil is soft or subject to motor stimulation.
- Vertical load: The wall can support a vertical load, such as the weight of a building or other structure. The distribution of the load on the ground must be done with care to avoid distortions or collapses.

The purpose of this paper is to investigate the behaviour of the “wall-ground” system under the influence of external, vertical load (e.g. building) and ground stimulation (Ag acceleration). In the international literature, equations are offered that can describe the intensive state of the soil mass of such a system. These equations refer to analytical methods of calculating impulses. These methods are usually based on theoretical analyses, experimental data and mathematical models and usually do not give accurate results, due to the generalisations that eventually enter into the calculations. In practice it is necessary to use additional methods, for example arithmetic, for more precise results, especially in cases such as the one examined in this paper.

One of the commonly used arithmetic methods is the Finite Element Method (FEM). In this method, the territorial area is divided into smaller elements, known as FEM elements, where mechanical equations are solved for each element separately. The results are then combined to calculate land impulses and reactions across the entire territory.

This paper first examines the simple form of a “wall-backed ground mass” system and solves it, first by analytical methods and then by the use of the finite element code “Plaxis”. This system concerns both flexible and rigid retaining walls that are examined under static and dynamic conditions. The results are processed – evaluated and in a second phase it is imposed on the external charging model. This load is imposed on the system first in the form of a uniform distributed load and then as a frame (functioning as a building simulated), composed of heavy rigid vertical members and the horizontal part (beam) carrying the load. Also in the second phase where the system becomes more complex, i.e. ‘wall retaining ground mass – external load’, simulation models are solved by analytical and arithmetic methods. The above results

of the solutions are evaluated and an attempt is made to draw conclusions on the ground-wall retaining-external load interaction.

By comparing the results obtained using the analytical methods and the results derived from the solution of the model by applying the finite data method, the final conclusions are drawn. The main conclusion is the assessment that there is a substantial dynamic interaction of the overlying structure and retaining wall, under the influence of ground stimulation.

The building under the influence of ground stimulation ( $A_g$ ), interacts with the retaining wall, resulting in a significant increase in the size of the earth thrust exerted on the “wall-territorial mass” system. Essentially, the analytical methods that determine the distribution of pressures developed in the simulator do not describe this distribution accurately.



# Περιεχόμενα

<b>1.</b>	<b>Τοίχοι αντιστήριξης.</b>	<b>11</b>
1.1.	Ιστορική αναδρομή.	11
1.2.	Τύποι τοίχων αντιστήριξης	12
1.3.	Τοίχοι αντιστήριξης βαρύτητας και ημιβαρύτητας	13
1.4.	Τοίχοι αντιστήριξης τύπου προβόλου	15
1.5.	Τοίχοι αντιστήριξης με πασσάλους (Πασσαλότοιχοι)	16
1.6.	Τοίχοι αντιστήριξης με αγκύρια	18
1.7.	Οπλισμένη γη (Mechanically Stabilized Earth (MSE))	19
<b>2.</b>	<b>Η θεωρία της ώθησης των γαιών – Αστοχίες τοίχων αντιστήριξης</b>	<b>21</b>
2.1.	Παράμετροι της αντοχής του εδάφους	22
2.2.	Ουδετέρα ενεργός και παθητική ώθηση	23
2.3.	Αιτίες αστοχίας τοίχων αντιστήριξης	24
2.4.	Μορφές αστοχίας τοίχων αντιστήριξης	26
2.5.	Έλεγχοι ασφάλειας έναντι αστοχιών	27
<b>3.</b>	<b>Μέθοδοι υπολογισμού στατικών ωθήσεων</b>	<b>29</b>
3.1.	Μέθοδος Rankine	29
3.2.	Μέθοδος Coulomb	32
3.3.	Θεωρία Boussinesq	34
3.4.	Ωθήσεις γαιών λόγω επιβολής εξωτερικού φορτίου	35
<b>4.</b>	<b>Μέθοδοι υπολογισμού δυναμικών ωθήσεων</b>	<b>41</b>
4.1.	Μέθοδος Mononobe – Okabe	41
4.2.	Μέθοδος Seed-Whitman	44
4.3.	Μέθοδος Richards και Elms	45
4.4.	Nadim & Whitman (1983)	46
4.5.	Wood (1973)	47
4.6.	Scott (1973)	48
4.7.	Veletsos & Younan (1994, 1997)	49
4.8.	Matsuo και Ohara (1960)	51
<b>5.</b>	<b>Η Μέθοδος των Πεπερασμένων Στοιχείων</b>	<b>53</b>
5.1.	Βασικές Έννοιες	53
5.2.	Προσομοίωση και Διακριτοποίηση Γεωμετρικού Προσομοιώματος	54
5.3.	Επιλογή Συναρτήσεων Παρεμβολής	57
5.4.	Κατάσρωση Εξισώσεων σε Επίπεδο Πεπερασμένου Στοιχείου και σε Καθολικό Επίπεδο	58
5.5.	Επίλυση και Ερμηνεία Αποτελεσμάτων	59
5.6.	Εφαρμογή της Μεθόδου των Πεπερασμένων Στοιχείων	60
<b>6.</b>	<b>Ισχύοντες Κανονισμοί Τοίχων Αντιστήριξης (Κανονιστικό πλαίσιο)</b>	<b>64</b>
6.1.	Ευρωκώδικες	64
6.2.	Σχεδιασμός μέσω Οριακών Καταστάσεων	65
6.3.	Μέθοδος Ανάλυσης	67

6.4.	Αντισεισμικός σχεδιασμός	68
6.5.	Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός	69
6.6.	Μέθοδος Υπολογισμού Σεισμικής Φόρτισης	70
6.7.	Οδηγίες Μελετών Οδικών Έργων	70
6.8.	Απαιτήσεις Παραμορφώσεων	71
6.9.	Υλικά και Στοιχεία Κατασκευής	71
6.10.	Ελληνικές Τεχνικές Προδιαγραφές	73
6.11.	Απαιτήσεις Υλικών και Εκτέλεσης Εργασιών	73
<b>7.</b>	<b>Προσομοιώματα επίλυσης, δημιουργία προσομοιωμάτων και βασικές παράμετροι</b>	<b>79</b>
7.1.	Άκαμπτος τοίχος αντιστήριξης	81
7.2.	Εύκαμπτος τοίχος αντιστήριξης	85
<b>8.</b>	<b>Αποτελέσματα – Συμπεράσματα αναλύσεων</b>	<b>89</b>
8.1.	Άκαμπτος τοίχος αντιστήριξης χωρίς εξωτερικό φορτίο.	90
8.2.	Άκαμπτος τοίχος αντιστήριξης με εξωτερικό φορτίο που είναι ομοιόμορφα κατανεμημένο.	92
8.3.	Εύκαμπτος τοίχος αντιστήριξης	94
8.4.	Εύκαμπτος τοίχος αντιστήριξης με εξωτερικό φορτίο που είναι ομοιόμορφα κατανεμημένο.	96
8.5.	Ειδική περίπτωση όπου το εξωτερικό φορτίο είναι προσομοίωση κτιρίου.	98
8.6.	Συνοπτική παρουσίαση αποτελεσμάτων – Συμπεράσματα	100
8.7.	Προτάσεις για μελλοντική έρευνα	102
A	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α : Πρόγραμμα Plaxis	104
B	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β: Επαληθεύσεων υπολογισμών κεφαλαίου 7	119
Γ	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ: Λογιστικά φύλλα (excel) υπολογισμού ωθήσεων	132
Δ	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ: Αποτελέσματα αναλυτικών μεθόδων υπολογισμού	142

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΚΑΙ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ  
ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΩΝ ΜΕ ΕΜΦΑΣΗ ΣΤΑ ΕΠΙΒΑΛΛΟΜΕΝΑ  
ΕΞΩΤΕΡΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ ΣΤΑ ΑΝΑΝΤΗ.**

DIPLOMA THESIS

**ANALYTICAL AND NUMERICAL SIMULATION OF  
RETAINING WALLS WITH EMPHASIS ON IMPOSED  
EXTERNAL LOADS.**

# 1. Τοίχοι αντιστήριξης.

Ο τοίχος αντιστήριξης είναι μια κατασκευή που έχει σχεδιαστεί και κατασκευαστεί για να αντέχει την πλευρική πίεση του εδάφους ή να συγκρατεί εδαφικό υλικό. Η πλευρική πίεση μπορεί επίσης να οφείλεται στην πλήρωση γης, στην πίεση του υγρού, στην άμμο και σε άλλα κοκκώδη υλικά πίσω από τη δομή του τοίχου αντιστήριξης. Κατά τις ΟΜΟΕ ως τοίχος αντιστήριξης νοείται κάθε τεχνικό έργο που υποστηρίζει ένα επίχωμα ύψους μεγαλύτερου από 0,50 m πάνω από τη στάθμη επιχώματος ή από το φυσικό έδαφος που βρίσκεται σε άμεση επαφή με την όψη του. Κατασκευάζονται σε θέσεις όπου υπάρχει απότομη αλλαγή (αύξηση) της κλίσης του πρανούς τέτοια ώστε να είναι κατακόρυφο

## 1.1. Ιστορική αναδρομή.

Οι τοίχοι αντιστήριξης χρονολογούνται από την αρχαία Αίγυπτο, όπου χρησιμοποιούνταν για να αντιμετωπίσουν τη διαβρωτική δύναμη του ποταμού Νείλου και τα συχνά πλημμύρικά φαινόμενα. Οι Αιγύπτιοι κατασκεύασαν τοίχους αντιστήριξης από καλάμια για να εκτρέψουν τη ροή του νερού από τον ποταμό Νείλο σε δεξαμενές καθώς και σε χωράφια για γεωργικούς σκοπούς.

Το Newgrange είναι ένας τάφος 5.200 ετών που βρίσκεται στην κοιλάδα Βογνε στην Ιρλανδία. Το Newgrange είναι ένας μεγάλος κυκλικός τύμβος διαμέτρου 85 μέτρων και ύψους 13 μέτρων με πέτρινο πέρασμα. Το ανάχωμα περιβάλλεται από 97 μέγα λίθους που λειτουργούν ως αναλημματικός τοίχος.

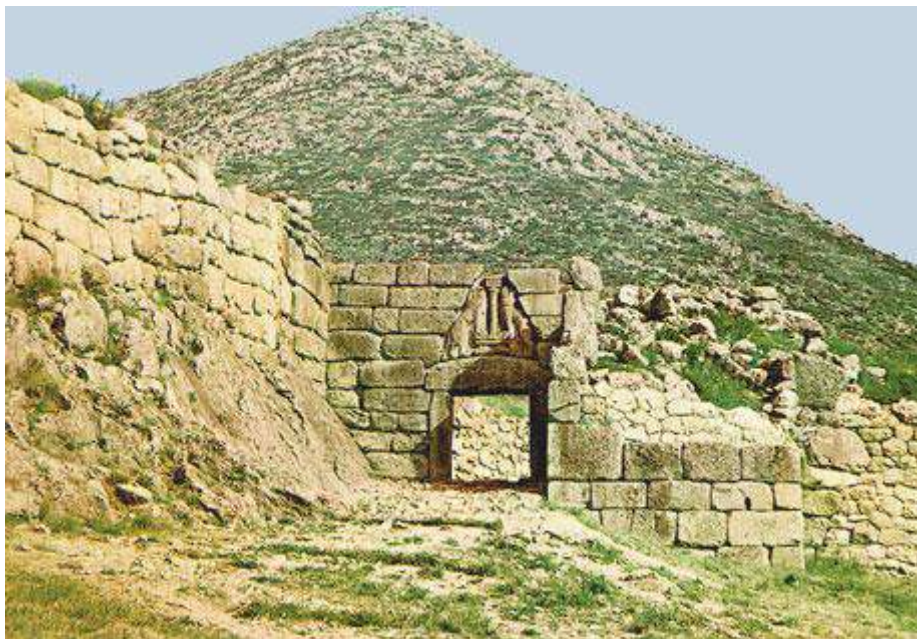


### 1. Αναλημματικός τοίχος του Newgrange Ιρλανδία (Πηγή: <https://globalfire.earth/>)

Στην αρχαία Ελλάδα εντοπίζονται πολλές κατασκευές που λειτουργούν ως τοίχοι αντιστήριξης. Χαρακτηριστικά δείγματα βρίσκονται σε οδικά έργα, οχυρώσεις πόλεων, φράγματα αλλά και στις εξέδρες των αρχαίων θεάτρων

Ενώ οι σύγχρονοι καιροί έχουν φέρει καινοτομίες στα υλικά που χρησιμοποιούνται για την κατασκευή τοίχων αντιστήριξης, οι εφαρμογές των τοίχων αντιστήριξης παρέμειναν σε μεγάλο βαθμό οι ίδιες: πρόληψη της διάβρωσης του εδάφους, δημιουργία χώρου και εκτροπή νερού. Ενδεικτικό παράδειγμα τοίχων αντιστήριξης αποτελούν τα Κυκλώπεια τείχη στις Μυκήνες που φαίνονται στην παρακάτω εικόνα. Τα Κυκλώπεια τείχη είναι 3 έως 7 μέτρα παχύ. Σε μερικά σημεία, όμως, το πάχος του αγγίζει τα 14 μέτρα και αυτό γιατί στο κέντρο του τοίχου είχαν κατασκευαστεί σήραγγες και διάδρομοι, καθώς και μία υπόγεια δεξαμενή. Το ύψος των εν λόγω τειχών κυμαίνεται από 4 έως 10 μέτρα. Οι ογκόλιθοι είναι ακατέργαστοι ή ελαφρά επεξεργασμένοι (στα αρχαιότερα μέρη των τειχών) είτε καλύτερα

πελεκημένοι (στα νεώτερα κομμάτια). Τα κενά ανάμεσά τους, όμως, είναι και πάλι γεμισμένα με μικρότερες πέτρες.



2. Κυκλώπεια τείχη των Μυκηνών. (Πηγη: <http://odysseus.culture.gr/>)

Μέχρι τον 20ο αιώνα, πολλοί τοίχοι αντιστήριξης κατασκευάζονταν με την χρήση κάποιου τοπικού υλικού όπως πέτρα είτε κάποιου είδους ξύλου. Ωστόσο, τον 20ο αιώνα, τα διαθέσιμα υλικά για την κατασκευή του τοίχου αντιστήριξης άρχισαν να αναπτύσσονται δραστικά. Μία από τις μεγαλύτερες αλλαγές στη βιομηχανία κατασκευής των τοίχων αντιστήριξης του 20ου αιώνα είναι η ευρεία χρήση του οπλισμένου σκυροδέματος. Με τη χρήση οπλισμένου σκυροδέματος, δόθηκε η δυνατότητα να κατασκευάζονται οι δομές αυτές γρηγορότερα και σε δυσκολότερα εδάφη (είτε από την άποψη του τοπογραφικού ανάγλυφου είτε από την σαθρότητα της αντιστηριζόμενης εδαφικής μάζας) και με μεγαλύτερη ασφάλεια όσον αφορά τους υπολογισμούς. Γεγονότα όπως ο Α' Παγκόσμιος Πόλεμος επιτάχυναν την καινοτομία των τοίχων αντιστήριξης σε όλο τον κόσμο.

Ο 20ός αιώνας σημείωσε σταθερές βελτιώσεις στις τεχνικές και τις μεθόδους που θα έθεταν το έδαφος για επέκταση στον 21ο αιώνα. Νωρίτερα τον 20ο αιώνα, οι τοίχοι ( συνήθως βαρύτητας ) κατασκευάζονταν συχνά από μεγάλες μάζες πέτρας ή σκυροδέματος. Αυτοί οι τύποι τοίχων ήταν απλοϊκοί και συχνά απέτυχαν υπό έντονες συνθήκες φόρτισης. Στην εποχή μας, οι ψηλότεροι τοίχοι αντιστήριξης κατασκευάζονται συχνότερα ως σύνθετοι τοίχοι με διαφορετικά υλικά και τρόπο κατασκευής που εξασφαλίζουν την ευστάθεια του συστήματος.

## 1.2. Τύποι τοίχων αντιστήριξης

Οι σύγχρονοι τοίχοι αντιστήριξης μπορούν γενικά να ταξινομηθούν ως τοίχοι βαρύτητας/ημιβαρύτητας, τοίχοι προβόλου, τοίχοι προβόλου χωρίς βαρύτητα, αγκυρωμένοι τοίχοι χωμάτινοι και μηχανικά σταθεροποιημένοι. Μπορούν να είναι αποκλειστικά ένας από τους προαναφερθέντες τύπους ή ένα υβρίδιο συνδυασμού των παραπάνω τύπων τοίχων. Ένας συγκεκριμένος τύπος τοίχου επιλέγεται για ένα συγκεκριμένο έργο με βάση:

- Τα χαρακτηριστικά των εδαφών και της τοποθεσίας. Μερικοί τοίχοι ταιριάζουν καλύτερα σε μια σχετικά επιφανειακή θεμελίωση, ενώ άλλοι είναι ιδανικοί σε



περιπτώσεις βαθιών ή πολύ βαθιών θεμελιώσεων. Τα μαλακά εδάφη μπορεί να προκαλέσουν προβλήματα φέρουσας ικανότητας και καθίζησης (στην περίπτωση ενός τοίχου βαρύτητας). Τα πολύ σκληρά στρώματα βράχου μπορεί να κάνουν την εκσκαφή βράχου (για συγκεκριμένους τύπους τοίχων) μη πρακτική.

- Τα χημικά χαρακτηριστικά του εδάφους μπορεί να το υπαγορεύουν τη χρήση συγκεκριμένων υλικών για την κατασκευή του τοίχου αντιστήριξης για την άμβλυση των προβλημάτων διάβρωσης.
- Φυσικοί και χωρικοί περιορισμοί τοποθεσίας. Το μέγεθος και ο προσανατολισμός μιας τοποθεσίας μπορεί να οδηγήσουν την επιλογή του τύπου του τοίχου που θα κατασκευαστεί. Ορισμένοι τοίχοι είναι απαιτούν σχετικά μεγάλες περιοχές κατασκευής ενώ άλλοι μπορούν να κατασκευαστούν σε σχετικά μικρή περιοχή. Η θέση των δικτύων κοινής ωφελείας μπορεί να υπαγορεύει τον τύπο του τοίχου που μπορεί να κατασκευαστεί.
- Οικονομικές επιβαρύνσεις αλλά και οι διαθέσιμοι πόροι (τόσο σε υλικά, μεταφορές, χρήματα) που συχνά επιβάλλουν τους περισσότερους περιορισμούς σε ένα έργο.
- Αισθητικές απαιτήσεις. Η εμφάνιση ενός τοίχου είναι ιδιαίτερα σημαντική όταν βρίσκεται σε μια περιοχή όπου είναι συχνά ορατός, για παράδειγμα: ένας τοίχος που στηρίζει μια πλαγιά πίσω από ένα κτίριο σε παραδοσιακό οικισμό, πάνω από ένα δρόμο, κοντά σε ένα μνημείο ή σε μια γραφική περιοχή.

### 1.3. Τοίχοι αντιστήριξης βαρύτητας και ημιβαρύτητας

Οι τοίχοι βαρύτητας είναι ογκώδεις τοίχοι που χρησιμοποιούν μόνο το δικό τους βάρος για να συγκρατούν την εδαφική μάζα και να αντιστέκονται στις πλευρικές πιέσεις. Οι τοίχοι βαρύτητας συνήθως κατασκευάζονται από ξηρές στοιβαγμένες ή κονιοποιημένες πέτρες, προκατασκευασμένα μπλοκ σκυροδέματος, από χυτό σκυρόδεμα ή συρματοπλέγματα γεμάτα με πέτρες (συρματοκιβώτια) αναλυτικότερα οι τύποι τυχών βαρύτητας είναι:

- Ολόσωμοι: Κατασκευάζονται από υλικά που συνδέονται μεταξύ τους και δημιουργούν μια δομή που συμπεριφέρεται ως ένα σώμα Μπορεί να είναι από πετρά, σκυρόδεμα, τούβλα.



3. Τοίχος βαρύτητας πέτρινος (Πηγή: <https://www.istockphoto.com>)

- Τοίχοι από προκατασκευασμένα κιβώτια: Είναι κατασκευασμένοι από αλληλοσυνδεόμενα μεμονωμένα κιβώτια από ξύλο ή σκυρόδεμα. Τα κιβώτια τοποθετούνται στη θέση του τοίχου και γεμίζονται με θρυμματισμένη πέτρα ή άλλα χονδροειδή κοκκώδη υλικά για να δημιουργηθεί μια δομή ελεύθερης αποστράγγισης.



4. Τοίχος βαρύτητας από προκατασκευασμένα κιβώτια (Πηγή: <https://theconstructor.org/>)

- Τοίχοι από συρματοκιβώτια: Κατασκευάζονται ως ορθογώνια κουτιά από συρμάτινο πλέγμα, τα οποία είναι γεμάτα με πέτρες ή άλλα κατάλληλα υλικά. χρησιμοποιούνται ως δομές ελέγχου της διάβρωσης και για τη σταθεροποίηση απότομων πρανών.



Τοίχος βαρύτητας από συρματοκιβώτια (Πηγή: <https://ka-business.gr>)

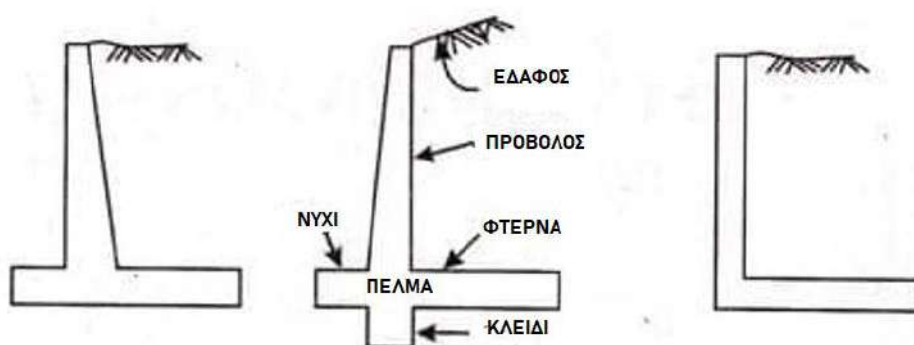
Οι δυνάμεις ολίσθησης, ανατροπής και έδρασης, λαμβάνονται υπόψη κατά τη σχεδίαση αυτού του τύπου κατασκευής τοίχων αντιστήριξης. Ο τύπος αυτός είναι οικονομικός για τοίχους με ύψος έως 3μ. Οι τοίχοι αντιστήριξης ημιβαρύτητας είναι κατασκευασμένοι από οπλισμένο σκυρόδεμα (ο οπλισμός χάλυβα αυξάνει την δομική αντοχή του τοίχου, μειώνοντας το απαιτούμενο όγκο σκυροδέματος).

Οι τοίχοι βαρύτητας είναι γενικά φθηνοί σε σχέση με πιο σύνθετους τοίχους αντιστήριξης επειδή μπορούν συχνά να κατασκευαστούν χωρίς τη χρήση εξελιγμένου εξοπλισμού και από αρκετά κοινά και εύκολα προμηθευόμενα δομικά υλικά.

Από πρακτική άποψη, το ύψος ενός τοίχου βαρύτητας είναι περιορισμένο. Η μόνη δύναμη που αντιστέκεται στην αστοχία είναι το βάρος του ίδιου του τοίχου, το οποίο πρέπει να αντισταθεί στη δύναμη του εδάφους που συγκρατεί. Όσο πιο ψηλός είναι ο τοίχος, τόσο μεγαλύτερη είναι η μάζα του εδάφους που συγκρατείται. Όσο περισσότερη μάζα συγκρατείται από τον τοίχο, τόσο πιο βαρύς πρέπει να είναι ο τοίχος για να αντιστέκεται στην ολίσθηση και την ανατροπή. Για έναν πολύ ψηλό τοίχο βαρύτητας, είναι δύσκολο να επιτευχθεί ένας αποδεκτός παράγοντας ασφάλειας έναντι ολίσθησης και ανατροπής. Προκειμένου να δημιουργηθεί ένας τοίχος αρκετά ογκώδης ώστε να συγκρατεί τόσο μεγάλο όγκο χώματος, ο τοίχος πρέπει να είναι τόσο παχύς ώστε τελικά να μην είναι πρακτικό να κατασκευαστεί. Το βάρος ενός τόσο μεγάλου τοίχου αντιστήριξης μπορεί να οδηγήσει σε αστοχίες φέρουσας ικανότητας και/ή υπερβολικές καθιζήσεις στο έδαφος κάτω από τον τοίχο.

#### 1.4. Τοίχοι αντιστήριξης τύπου προβόλου

Κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα και συνήθως η διατομή τους είναι αρκετά πιο λεπτή σε σχέση με των τοίχων βαρύτητας. Ο σχεδιασμός τους είναι τέτοιος προκειμένου να χρησιμοποιηθεί το βάρος του συγκρατημένου εδάφους για τη διατήρηση της σταθερότητας του τοίχου αντιστήριξης εκτός από το βάρος του ίδιου του τοίχου.

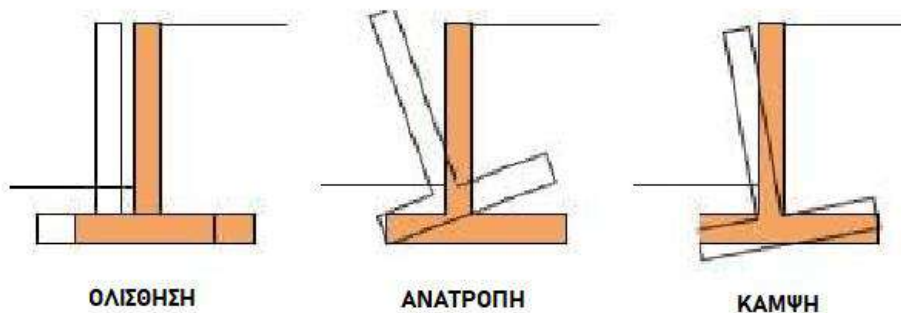


#### 5. Διάφορα σχήματα τοίχου τύπου προβόλου (Πηγή: <https://theconstructor.org/>)

Το βάρος του χώματος πίσω από τον τοίχο αντιστήριξης πιέζει προς τα κάτω τον πρόβολο, δημιουργώντας μια δύναμη που αντιστέκεται στην ανατροπή του τοίχου. Οι τοίχοι τύπου προβόλου έχουν συχνά σχήμα ανάποδο "T" ή "L".

Η επίδραση των πλευρικών εδαφικών τάσεων σε αυτόν τον τύπο τοίχου αντιστήριξης καθορίζεται από τη σχετική δυσκαμψία και την παραμόρφωση τόσο του τοίχου, όσο και του εδάφους (Βασιλειάδης, 2018). Κύριο χαρακτηριστικό τους είναι ότι εκτός από την ολίσθηση και την περιστροφή, σε αυτούς παρατηρείται και το φαινόμενο της κάμψης.





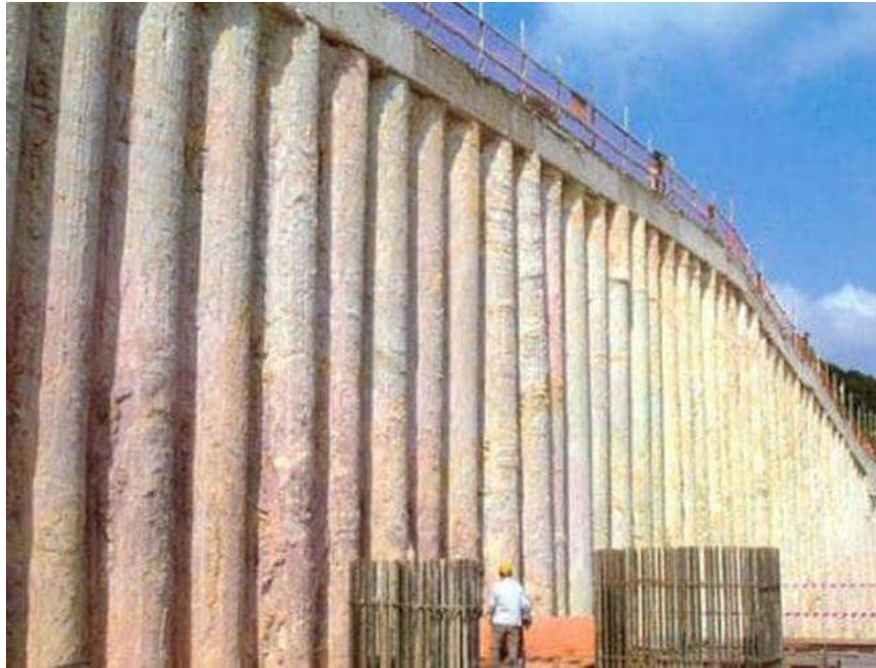
6. Η επίδραση των πλευρικών εδαφικών τάσεων (Πηγή: <https://theconstructor.org/>)

Ένα σημαντικό μειονέκτημα αυτού του τύπου τοίχου είναι ότι προκειμένου να διευκολυνθεί η κατασκευή του, απαιτείται μεγαλύτερη εκσκαφή σε σχέση με αυτή που απαιτείται για έναν παραδοσιακό τοίχο βαρύτητας.

### 1.5. Τοίχος αντιστήριξης με πασσάλους (Πασσαλότοιχοι)

Οι τοίχοι αυτοί κατατάσσονται στους ευκάμπτους. Κατασκευάζονται συνήθως από συνεχή κατακόρυφα στοιχεία, όπως πασσάλους από οπλισμένο σκυρόδεμα, σίδηρο – δοκούς τύπου Η και ξύλινους κορμούς. Κατασκευάζονται με δύο τρόπους: από πάνω προς τα κάτω ή από κάτω προς τα πάνω. Η «Κατασκευή από πάνω προς τα κάτω» σημαίνει ότι οι πάσσαλοι τοποθετούνται πρώτα μέσα στην εδαφική στρώση (ανοίγοντας οπές ή με έμπηξη) και στην συνέχεια αφαιρείται το έδαφος από την παθητική πλευρά των πιέσεων δηλαδή την κατάντη πλευρά του πρσανούς. Η κατασκευή από πάνω προς τα κάτω εξαλείφει, ή τουλάχιστον ελαχιστοποιεί, την ανάγκη για επικίνδυνες και/ή δαπανηρές εκσκαφές. Σ' αυτή την περίπτωση ο τοίχος αναλαμβάνει δυο ρόλους: τον ρόλο της προσωρινής στήριξης στην φάση της εκσκαφής και τον προβλεπόμενο ρόλο του ως τοίχος αντιστήριξης στην τελική φάση. Οι Πασσαλότοιχοι εκτείνονται γενικά σε βάθη διπλάσια από το εκτεθειμένο ύψος του τοίχου (Das, 2004). Η περίπτωση της «κατασκευής από κάτω προς τα πάνω» δεν διαφέρει από τον τρόπο κατασκευής των τοίχων βαρύτητας. Αναλυτικότερα οι τύποι των πασσαλότοιχων είναι:

- Πάσσαλοι δι' εκσκαφής (Έγχυτοι): Είναι πάσσαλοι που κατασκευάζονται με αφαίρεση του εδαφικού υλικού με σκοπο τη διάνοιξη κατάλληλης οπής εντός του εδάφους (με ή χωρίς την υποστήριξη των τοιχωμάτων της), και στη συνέχεια την πλήρωσή της με άοπλο ή οπλισμένο σκυρόδεμα. Έχουν ως κυρία αποστολή την ανάληψη των πλευρικών φορτίων ή/και στον περιορισμό των παραμορφώσεων της αντιστοιχιζόμενης εδαφικής στρώσης. Οι πάσσαλοι αυτοί μπορεί να είναι κυκλικής διατομής, καθώς και πάσσαλοι διατομής με προεξοχές (τύπου «μπαρέτας»), ομοιόμορφης διατομής ή μεταβαλλόμενης διατομής (π.χ. με διαπλάτυνση της έδρασης, με τοπικές διευρύνσεις του κατακόρυφου φρέατος εκσκαφής ή με τηλεσκοπική συνεχή μεταβολή των διαστάσεων του φρέατος εκσκαφής). Ανάλογα με τον τρόπο ανάληψης και μεταφοράς της εξωτερικής φόρτισης τους χωρίζονται σε α) πασσάλους αιχμής (μμεταφορά των φορτίων απευθείας στην έδρασή/«αιχμή» τους), β) πασσάλους τριβής (η μεταφορά των βασίζεται στην επαρκή ανάπτυξη φαινομένων τριβής στην παράπλευρη επιφάνειά του, η οποία βρίσκεται σε επαφή με την περιβάλλουσα εδαφική στρώση).



7. Πάσσαλοι δι' εκσκαφής (Έγχυτοι) (Πηγή: <https://theconstructor.org/>)

- Πάσσαλοι δι' εκτοπίσεως (Εμπηγνύομενοι Πάσσαλοι): Εννοούνται οι πάσσαλοι, οι οποίοι κατασκευάζονται με τη βοήθεια τεχνικών διείδυσης (π.χ. άσκηση επί της κεφαλής κρούσεων, δονήσεων, εξωτερικής πίεσης, περιστροφής ή συνδυασμό όλων των ανωτέρω), χωρίς την διενέργεια εκσκαφής. Οι πάσσαλοι δι' εκτοπίσεως είναι προκατασκευασμένα δομικά στοιχεία εμπηγνύομενα στο έδαφος ή δομικά στοιχεία έγχυτα επιτόπου (εντός οπής που προέκυψε από την έμψη κάποιου κοίλου στοιχείου – σωλήνωσης) ή συνδυασμός των ανωτέρω (ΠΕΤΕΠ 11-01-02-00). Η ταξινόμηση των πασσάλων μπορεί να γίνει ανάλογα με το υλικό κατασκευής τους (χάλυβας, χυτοσίδηρος, σκυρόδεμά, κονίαμα, ξύλο, ενεμα, συνδυασμός των παραπάνω). Επίσης ταξινομούνται ανάλογα με την διάταξη τους σε μεμονωμένους πασσάλους, ομάδες πασσάλων, πασσαλοστοιχίες.
- Τοίχοι αντιστηρίξεως τύπου «Βερολίνου»: Οι τοίχοι αντιστηρίξεως τύπου «Βερολίνου» είναι εύκαμπτο σύστημα για την (κυρίως προσωρινή) αντιστήριξη βαθιών εκσκαφών με κατακόρυφα πρηνή. Το σύστημα αποτελείται από τα εξής στοιχεία: 1. Κατακόρυφες νευρώσεις, σε αποστάσεις της τάξεως των δύο μέτρων, που τοποθετούνται πριν από την εκτέλεση της βασικής εκσκαφής και μπορεί να είναι : α) Πάσσαλοι από οπλισμένο σκυρόδεμά δι' εκσκαφής (έγχυτοι πάσσαλοι). β) Χαλύβδινα στοιχεία, από διατομές ΗΕΒ ή δύο διατομές UPN. 2. Σανίδωμα («πέτσωμα») μμεταξύ των νευρώσεων, που κατασκευάζεται σε τμήματα ανάλογα με την εξέλιξη της εκσκαφής. Για την κατασκευή του «πέτσωματος» χρησιμοποιείται εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (οπλισμένο με δομικό πλέγμα) ή έγχυτο οπλισμένο σκυρόδεμα. Σε περιπτώσεις νευρώσεων από χαλύβδινες διατομές ΗΕΒ, το «πέτσωμα» μπορεί να αποτελείται και από ξύλινες δοκούς που τοποθετούνται μεταξύ των νευρώσεων.

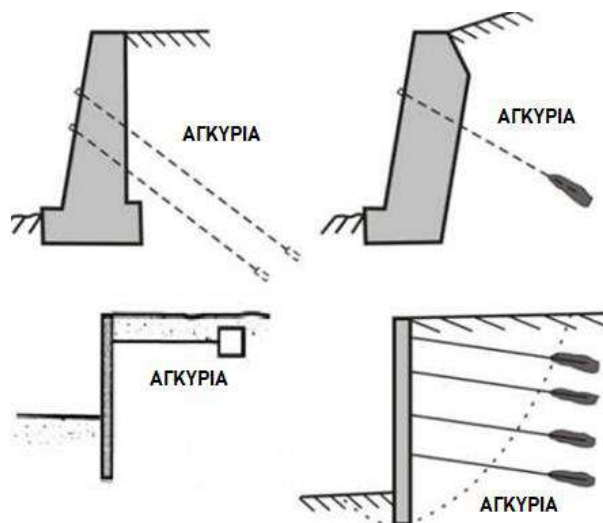


8. Τοίχος αντιστηρίξεως τύπου «Βερολίνου» (Πηγή: <https://www.geostatik.gr>)

- Τοίχοι αντιστηρίξεως από μεταλλικές πασσαλοσανίδες: Αποτελούνται από μεταλλικές πασσαλοσανίδες συνδυασμένου τύπου με κύρια και δευτερεύοντα μεταλλικά στοιχεία. Τα κύρια στοιχεία μπορεί να είναι χαλύβδινοι σωλήνες, δοκοί ή κιβώτια αποτελούμενα από μεταλλικές πασσαλοσανίδες, ενώ τα δευτερεύοντα στοιχεία είναι συνήθως μεταλλικές πασσαλοσανίδες σχήματος U ή Z (ΠΕΤΕΠ 11-02-02-00)

### 1.6. Τοίχοι αντιστήριξης με αγκύρια

Οποιοσδήποτε τύπος τοίχου αντιστήριξης μπορεί να θεωρηθεί ως αγκυρωμένος τοίχος εάν προστεθεί πρόσθετη στήριξη στον τοίχο αγκυρώνοντάς τον πίσω στο συγκρατημένο έδαφος ή στο βράχο. Τα αγκύρια αυξάνουν την ικανότητα (από άποψη παραλαβής φορτίου) του τοίχου, μειώνοντας έτσι το απαιτούμενο πάχος του τοίχου και επιτρέποντας την κατασκευή ψηλότερων τοίχων. Ο όρος «αγκύριο» αναφέρεται στο σύνολο των υλικών που εφαρμόζονται στο έδαφος προκειμένου να κατασκευασθεί η «αγκύρωση».



9. Τοίχοι αντιστήριξης με αγκύρια (Πηγή: <https://theconstructor.org/>)

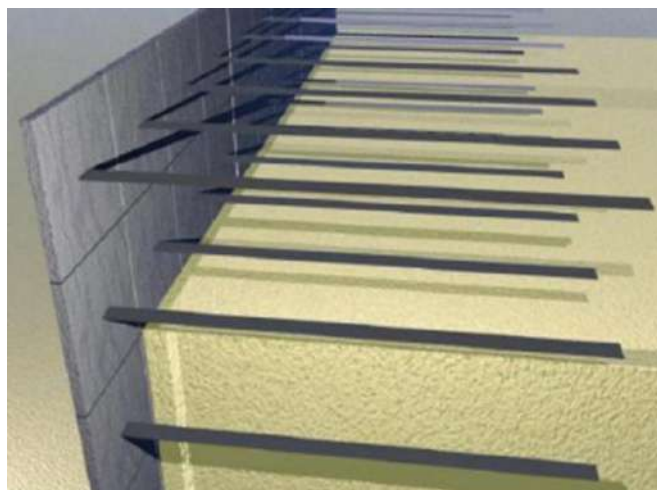
Αντιθέτως, ο όρος «αγκύρωση» αναφέρεται στο σύστημα του αγκυρίου και της περιβάλλουσας τούτο εδαφικής μάζας η οποία συμμετέχει στην ανάληψη του εφελκυστικού φορτίου του αγκυρίου (ΠΕΤΕΠ 11-02-04-00). Οι τοίχοι αντιστήριξης με αγκύρια μπορεί να είναι από:

- Προεντεταμένες αγκυρώσεις όπου στα αγκύρια επιβάλλεται δύναμη προέντασης στην κεφαλή του αγκυρίου αμέσως μετά το πέρας της κατασκευής τους.
- Μή-προεντεταμένες (ή παθητικές) αγκυρώσεις, όπου το αγκύριο σε πρώτη φάση είναι αφόρτιστο και η ένταση του αγκυρίου προκαλείται από την ανάπτυξη δυνάμεων λόγω παραμόρφωσης και μετακινήσεων του περιβάλλοντος εδάφους.

Τα αγκύρια πολλές φορές να χρησιμοποιούνται για την επισκευή ενός ρηγματωμένου τοίχου η και την ενίσχυση κάποιας υπάρχουσας δομής αντιστήριξης.

### 1.7. Οπλισμένη γη (Mechanically Stabilized Earth (MSE))

Ο τοίχος αντιστήριξης από οπλισμένη γη είναι από τους πιο οικονομικούς και πιο συχνά κατασκευασμένους τοίχους. Η αντιστήριξη αποτελείται από το αντιστοιχιζόμενο επίχωμα, από οπλισμένο τμήμα του εδάφους και το πέτασμά της όψης.



10. Οπλισμένη γη (Πηγή: <https://www.fdot.gov/>)

Στο οπλισμένο τμήμα ενσωματώνεται ο οπλισμός ( σε στρώσεις ) ο οποίος αναλαμβάνει εφελκυστικές δυνάμεις από αυτό και τις μεταβιβάζει πάλι στο έδαφος. Ο οπλισμός έχει ύψος το ύψος των πεταμάτων και μήκος το βάθος του τμήματος της οπλισμένης επιχώσης Τα υλικά που ως συνήθως χρησιμοποιούνται είναι από χάλυβα ή γεωσυνθετικά υλικά (δηλ. μεταλλικές λωρίδες, μεταλλικά πλέγματα, γεωϋφάσματα και γεωπλέγματα).

Στην εξωτερική επιφάνεια του οπλισμένου τμήματος κατασκευάζεται επιφανειακή άκαμπτη ή εύκαμπτη επικάλυψη για την εξωτερική αγκύρωση του οπλισμού. Η επιφάνεια αυτή αποτελείται από σκυρόδεμά, εκτοξευόμενο σκυρόδεμά, μεταλλικά φύλλα, μεταλλικά πλέγματα, ξύλο ή από συνδυασμό των ανωτέρω όταν πρόκειται για άκαμπτη ενώ στην περίπτωση της εύκαμπτης περιλαμβάνονται επίσης και οι επικαλύψεις από συρματοκιβώτια με ή χωρίς αγκύρωση στο σώμα του αντιστηριζόμενου εδάφους, καθώς και υβριδικές κατασκευές με ανοικτά προκατασκευασμένα τεμάχια και φύτευση.

Σύμφωνα με τις συστάσεις του Βρετανικού Προτύπου BS 8006:1995 «Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills -- Κανόνες για την ενίσχυση/οπλισμό εδαφικών

υλικών και λοιπών υλικών επιζώσης» οι τοίχοι από οπλισμένη γη ταξινομούνται σε κατηγορίες, ανάλογα του βαθμού της βλάβης που αναμένεται σε περίπτωση αστοχίας τους. Οι κατηγορίες αυτές παρουσιάζονται στον Πίνακα:

<b>Κατηγορία</b>	<b>Παραδείγματα κατασκευών</b>
1 (χαμηλή)	Τοίχοι αντιστηρίξεως ύψους $H < 1.5\mu$ , των οποίων η αστοχία θα προκαλούσε περιορισμένες βλάβες.
2 (μέση)	Τοίχοι αντιστηρίξεως επιχωμάτων, των οποίων η αστοχία θα προκαλούσε μέτριες βλάβες και αδυναμία χρήσης.
3 (υψηλή)	Τοίχοι αντιστηρίξεως αυτοκινητοδρόμων, σιδηροδρομικών γραμμών, τοίχοι ανάληψης φορτίων ακροβάθρων γεφυρών.

11. Κατηγορίες έργων αντιστηρίξεως με οπλισμένη γη (σύμφωνα με BS 8006:1995).



## 2. Η θεωρία της ώθησης των γαιών – Αστοχίες τοίχων αντιστήριξης

Ένας καθοριστικός παράγοντας σε προβλήματα αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευών είναι οι ωθήσεις των γαιών. Μια από τις χαρακτηριστικές περιπτώσεις των προβλημάτων αυτών είναι οι τοίχοι αντιστήριξης, εφ' όσον η κυρία αποστολή των κατασκευών αυτών είναι η αντίσταση προς τις ωθήσεις των γαιών. Οι πλευρικές πιέσεις που εξασκούνται πάνω στον τοίχο προκύπτουν ως συνάρτηση των κατακόρυφων θλιπτικών τάσεων του εδάφους σε ένα βάθος  $z$ .

Κάτω από την επιφάνεια του εδάφους σε ένα βάθος  $z$  δρα η δύναμη  $F$  που αντιστοιχεί στο βάρος των υπερκείμενων γαιών της επιφάνειας. Αν η επιφάνεια του εδάφους έχει εμβαδό  $A$  και  $\gamma$  είναι το φαινόμενο βάρος του εδάφους τότε η δύναμη  $F$  είναι:

$$F = \gamma * z * A \text{ [kn]} \quad (1)$$

Ενώ ανά μονάδα επιφάνειας είναι:

$$\frac{F}{A} = \frac{\gamma * z * A}{A} \rightarrow \sigma_o = \gamma * z \text{ [kn/m}^2\text{]} \quad (2)$$

Από την παραπάνω εξίσωση προκύπτει ότι η κατακόρυφη τάση αυξάνει γραμμικά συναρτήσει του βάθους  $H$ . Οι πλευρικές πιέσεις που ασκούνται στους τοίχους αντιστήριξης είναι συνάρτηση των κατακόρυφων θλιπτικών τάσεων  $\sigma_o$ . Το βασικό αντικείμενο που μελετάται με την θεωρία της ώθησης των γαιών είναι οι πλευρικές ωθήσεις που οφείλονται στο ίδιο βάρος των χωμάτων.

Οι υπολογισμοί των εδαφικών ωθήσεων διακρίνονται σε δύο επιμέρους μεθόδους, τις στατικές και τις δυναμικές. Οι δυναμικές ωθήσεις αναπτύσσονται μετά την εμφάνιση δυναμικών φαινομένων όπως ο σεισμός. Οι στατικές ωθήσεις είναι αποτέλεσμα της αλληλεπίδρασης του εδάφους με τον τοίχο αντιστήριξης και μπορεί να είναι:

- Ουδέτερες ωθήσεις, όταν το έδαφος και ο τοίχος βρίσκονται σε κατάσταση ηρεμίας και δεν παρατηρείται καμία μετακίνηση του συστήματος τοίχος - έδαφος
- Ενεργητικές ωθήσεις, είναι οι θετικές πιέσεις που ασκεί το έδαφος αντιστήριξης στον τοίχο
- Παθητικές ωθήσεις ορίζονται ως οι δυνάμεις αντίστασης του εδάφους κατά την πίεση που ασκείται από τον τοίχο στο έδαφος

Η μεθοδολογία υπολογισμού ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων έχει αρκετά κοινά στοιχεία, διότι βασίζονται και οι δύο στη γραμμική κατανομή των ενεργών τάσεων. Επίσης, καθοριστικό ρόλο στους υπολογισμούς τους αποτελεί η επιρροή των βασικών παραμέτρων της διατμητικής αντοχής του εδάφους.

Ο στόχος του μελετητή μηχανικού είναι να σχεδιαστεί ο τοίχος αντιστήριξης έτσι ώστε να είναι ικανός να παραλάβει τις πιθανές φορτίσεις. Οι φορτίσεις αυτές μπορεί είναι των γαιών (ενεργητικές, παθητικές – δυναμικές, στατικές) αλλά και άλλες που οφείλονται στο υδάτινο στοιχείο (υδροστατικές πιέσεις) ή εξωτερικά φορτία που σχετίζονται με τη λειτουργικότητα του τοίχου (π.χ. κινητό φορτίο που αφορά στο βάρος των σταθμευμένων οχημάτων, αν

πρόκειται για χρήση χώρου στάθμευσης). Ο μηχανικός σύμφωνα με τα παραπάνω θα πρέπει να είναι γνώστης των αιτιών, του μηχανισμού αστοχίας αλλά και των βασικών ελέγχων επάρκειας των τοίχων αντιστήριξης. Στις επόμενες παραγράφους αναλύονται η θεωρία των ωθήσεων των γαιών και οι μορφές αστοχίας των τοίχων αντιστήριξης.

## 2.1. Παράμετροι της αντοχής του εδάφους

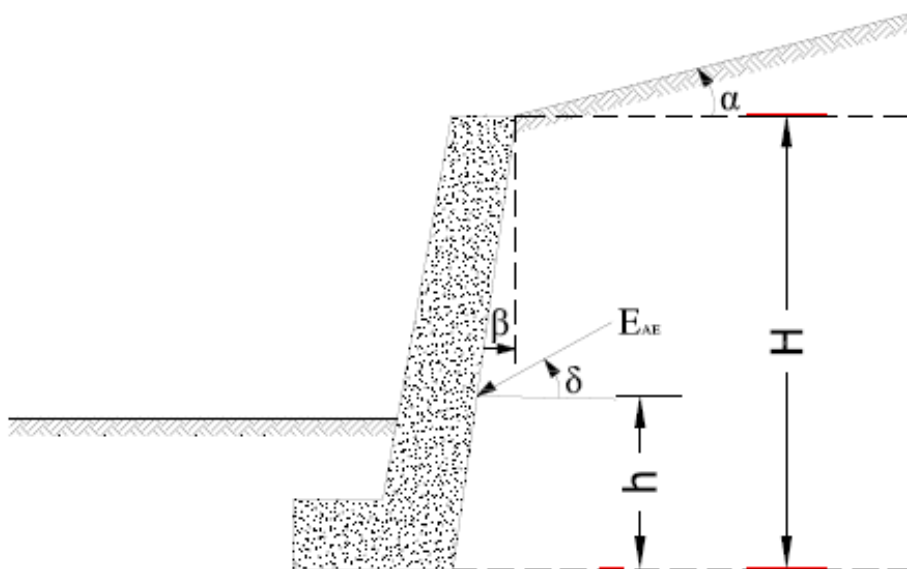
Φαινόμενο βάρος εδάφους ( $\gamma$ ): Είναι συνάρτηση των ορυκτολογικών συστατικών του εδάφους, του βαθμού συμπίκνωσης αλλά και του επιπέδου κορεσμού των πόρων με νερό.

Γωνία εσωτερικής τριβής ( $\phi$ ): Ορίζεται από την πυκνότητα, το είδος του εδάφους και την ποσότητα του νερού. Αποτελεί σταθερή παράμετρο του εδαφικού υλικού και ονομάζεται γωνία διατμητικής αντοχής ή αλλιώς γωνία εσωτερικής τριβής. Στην πραγματικότητα η φυσική της σημασία είναι ότι εκφράζει την τριβή ολίσθησης στις διεπιφάνειες των κόκκων του εδαφικού υλικού (Γκαζέτας, 2012). Οι τιμές της μπορεί να κυμαίνονται μεταξύ πολλών αριθμητικών ορίων, ωστόσο συνήθως είναι κοντά στις 30 μοίρες. Πηλώδη υλικά συνήθως έχουν μικρότερες εσωτερικές γωνίες τριβής, πράγμα που προκαλεί την αύξηση των συντελεστών ώθησης. Για το λόγο αυτό τα κοκκώδη υλικά είναι προτιμητέα για επιχώσεις. Ένα πρόσθετο πλεονέκτημα του κοκκώδους υλικού είναι η καλύτερη αποστράγγιση (Μηλιτσοπούλου, Σαββίδη).

Συνοχή ( $c$ ): Αποτελεί μέγεθος που εκφράζεται σε μονάδες τάσης, και υποδηλώνει τη συνεκτικότητα μεταξύ των κόκκων (στερεός σκελετός) του εδαφικού υλικού. Στα αμμώδη εδάφη έχει πάντα μηδενική τιμή, ενώ στα αργιλικά έχει τιμή διάφορη του μηδενός.

Γωνία διασταλτικότητας ( $\psi$ ): Εξαρτάται από την πυκνότητα και τη γωνία τριβής ( $\phi$ ).

Λόγος Poisson ( $\nu$ ): Είναι ο λόγος της πλευρικής (εγκάρσιας) προς την αξονική παραμόρφωση σε περίπτωση μονο-αξονικής καταπόνησης.



1. Παράμετροι αντοχής εδάφους (Πηγή: <https://dot.ca.gov/>)

Γωνία ( $\alpha$ ): Η γωνία  $\alpha$  που σχηματίζει το έδαφος που βρίσκεται πίσω από τον τοίχο με το οριζόντιο επίπεδο.

Γωνία τριβής τοίχου – γαιών ( $\delta$ ): Εξαρτάται από την τραχύτητα της επιφάνειας του τοίχου που έρχεται σε επαφή με την εδαφική μάζα. Στην περίπτωση που η επιφάνεια του τοίχου είναι λεία τότε  $\delta=0$  και αν είναι τραχεία, τότε λαμβάνεται ίση με  $\delta=\phi$ .

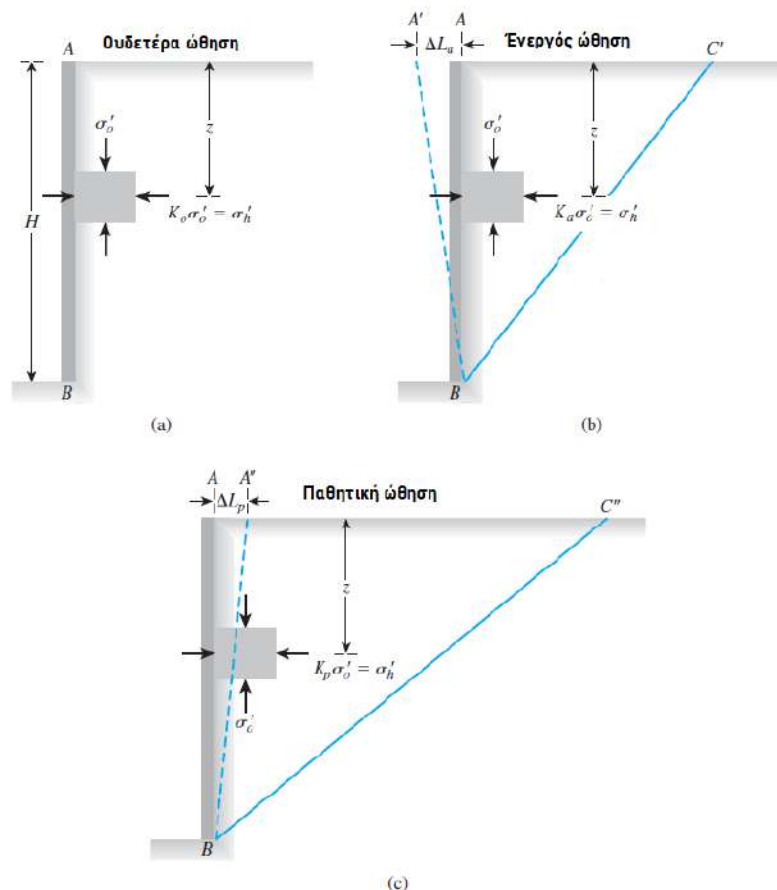
Γωνία κλίσης επιχώματος ( $\beta$ ): Η γωνία κλίσης του επιχώματος είναι η γωνία μεταξύ της κατακόρυφου του τοίχου και του επιχώματος.

## 2.2. Ουδετέρα ενεργός και παθητική ώθηση

Για τον προσδιορισμό της ουδετέρας ενεργού και παθητική ώθησης θα γίνει υπόθεση ότι υπάρχει μια μάζα εδάφους που συγκρατείται, χωρίς τριβή, από ένα τοίχο αντιστήριξης (AB) όπως απεικονίζεται στο σχήμα. Ένα στοιχείο εδάφους που βρίσκεται σε βάθος  $z$  υπόκειται σε μια κατακόρυφη τάση,  $\sigma'_o$  και μια οριζόντια τάση  $\sigma'_h$ . Δεν υπάρχουν καταπονήσεις διάτμησης στα κατακόρυφα και οριζόντια επίπεδα του εδαφικού στοιχείου. Ορίζεται η αδιάστατη ποσότητα  $K$  ως η αναλογία  $\sigma'_h$  προς το  $\sigma'_o$ .

$$K = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_o} \quad (3)$$

Το  $K$  είναι ο συντελεστής ωθήσεων των γαιών και συνδέει την ενεργό τάση που δρα κάθετα στην επιφάνεια του τοίχου με την κατακόρυφη τάση. Μπορούν να περιγράψουν τρεις διαφορετικές περιπτώσεις που προκύπτουν ανάλογα την μετακίνηση του τοίχου.



### 2. Ωθήσεις των γαιών (Πηγή: Principles of Geotechnical Engineering BRAJA M. DAS)

- Όταν το έδαφος βρίσκεται σε απολυτή ηρεμία (a) χωρίς να συμμετέχει σε καμία μετακίνηση. Σε αυτή την περίπτωση δεν παρατηρούνται κατακόρυφες ή οριζόντιες



παραμορφώσεις και ο λόγος  $\sigma'_h$  προς το  $\sigma'_o$  συμβολίζεται με  $K_o$  που είναι ο συντελεστής ουδέτερης ώθησης (ηρεμίας) του εδάφους:

$$K_o = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_o} \quad (4)$$

Όπου :

$K_o = \frac{\nu}{1-\nu}$  για ισότροπο γραμμικά ελαστικό έδαφος ( $\nu$ = ο λόγος Poisson)

$K_o = (1 - \sin\phi)$  για κανονικά στερεοποιημένες αργίλους

$K_o = (1 - \sin\phi) * OCR^{0.5}$  για υπερστερεοποιημένα εδάφη

- Όταν το έδαφος μετακινείται (και ο τοίχος δύναται να περιστραφεί επαρκώς γύρω από τον πυθμένα του στη θέση B) και βρίσκει μια νέα θέση ισορροπίας με γωνιά κλίσεως μεγαλύτερη από την γωνιά του φυσικού πρανούς (b) τότε εξασκεί πάνω στον τοίχο αντιστήριξης μια πλευρική πίεση την ώθηση  $\sigma'_a$ . Σ' αυτή την περίπτωση η πίεση  $\sigma'_a = \sigma'_h$  και καλείτε ενεργός ώθηση. Από τον λόγο  $\sigma'_a$  προς το  $\sigma'_o$  προκύπτει  $K_\alpha$  που είναι ο συντελεστής ενεργού ώθησης του εδάφους:

$$K_\alpha = \frac{\sigma'_a}{\sigma'_o} \quad (5)$$

- Όταν αντίστροφα, ο τοίχος μετακινείται με διεύθυνση προς την εδαφική μάζα και βρίσκει μια νέα θέση ισορροπίας (c,) τότε αναπτύσσεται αντίσταση, η λεγόμενη παθητική ώθηση των γαιών που συμβολίζεται με  $\sigma'_p$ . Ο συντελεστής παθητικής ώθησης του εδάφους είναι:

$$K_p = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_o} \quad (6)$$

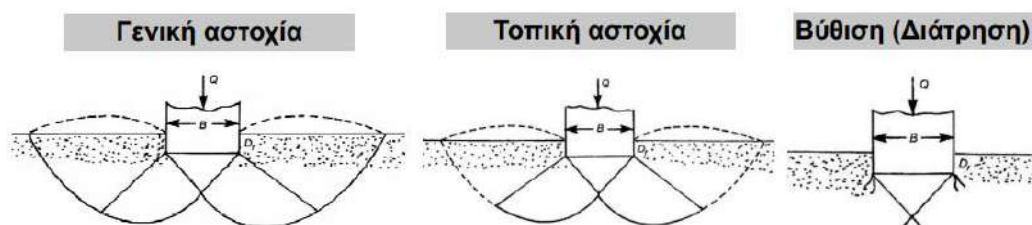
### 2.3. Αιτίες αστοχίας τοίχων αντιστήριξης

Υπάρχουν πολλοί κατασκευαστικοί παράγοντες που ενδέχεται να οδηγήσουν σε αστοχίες και απώλεια της φέρουσας ικανότητας των τοίχων αντιστήριξης. Συνηθέστερες αιτίες αποτελούν η ανεπαρκής γεωτεχνική μελέτη ή εργαστηριακές δοκιμές, ο λανθασμένος σχεδιασμός, η ακατάλληλη κατασκευή ή απρόβλεπτες φορτίσεις. Τυπικά προβλήματα που σχετίζονται με την κατασκευή αναφέρονται παρακάτω:

**Αργιλώδεις επίχωση:** Μια συχνή αιτία αστοχίας είναι όταν ο τοίχος αντιστηρίζει (ή χρησιμοποιείται αργιλικό υλικό επίχωσης) αργιλικά εδάφη. Συνήθως ως υλικό επίχωσης συνιστάται καθαρή κοκκώδης άμμος ή χαλίκι. Όταν ο άργιλος χρησιμοποιείται ως υλικό επίχωσης, το επίχωμα μπορεί να ασκήσει πιέσεις διόγκωσης στον τοίχο (Fourie, 1989, Marsh and Walsh, 1996). Οι υψηλότερες πιέσεις, λόγω διόγκωσης, αναπτύσσονται όταν το νερό διεισδύει σε ένα αργιλικό επίχωμα. Ο άργιλος είναι υλικό υδρόφιλο που δεν επιτρέπει την ελεύθερη αποστράγγιση, με αποτέλεσμα να αναπτύσσονται πρόσθετες υδροστατικές πιέσεις. Τέλος στις περιπτώσεις παγετού, το εγκλωβισμένο νερό στο σώμα της αργιλικής επίχωσης γίνεται πάγος και διογκώνεται με αποτέλεσμα την σημαντική αύξηση των ωθήσεων.

Φέρουσα ικανότητα εδάφους θεμελίωσης: Η θεμελίωση του τοίχου μεταφέρει τα φορτία της ανωδομής στο έδαφος. Το έδαφος θα πρέπει να έχει την κατάλληλη φέρουσα ικανότητα. Φέρουσα ικανότητα αποκαλείται η μέγιστη τάση που μπορεί να παραλάβει το έδαφος. Αντιστοιχεί στην αναπτυσσόμενη τάση κατά την ανάληψη του μέγιστου δυνατού φορτίου και την εκδήλωση θραύσης (Κωμοδρόμος 2019). Η ανεπάρκεια του εδάφους έχει σαν αποτέλεσμα την θράση του, υπό την επίδραση διατρητικών τάσεων. Υπάρχουν τρεις μορφές θραύσης του εδάφους υπό τη φόρτιση μια θεμελίωσης.

- Γενική αστοχία: Αφορά πυκνά και πρακτικά ασυμπίεστα εδάφη (πυκνές άμμους, στιφρές αργίλους), όπου υπάρχει επαρκής αντοχή για την πλήρη ανάπτυξη του μηχανισμού αστοχίας και των επιφανειών ολίσθησης.
- Τοπική αστοχία: Αφορά εδάφη μέσης πυκνότητας και μέσης συμπιεστότητας (μέσης έως χαμηλής πυκνότητας άμμους, μέσης έως μικρής αντοχής αργίλους).
- Βύθιση (διάτρηση): Αφορά χαλαρά εδάφη μικρής πυκνότητας και μεγάλης συμπιεστότητας (χαμηλής πυκνότητας άμμους, μαλακά αργιλικά εδάφη). Το θεμέλιο βυθίζεται δίχως ανύψωση στην επιφάνεια του εδάφους.



### 3. Μορφές θραύσης του εδάφους (Πηγή: Σημειώσεις Κίρτα Εμ. 2010)

Άλλες αίτιες: Υποδιαστασιολόγηση των γεωμετρικών και τεχνικών (ποιότητα σκυροδέματος ποσότητα – θέση οπλισμού) χαρακτηριστικών του τοίχου, λανθασμένη εκτίμηση του μεγέθους των φορτίων που προκαλούνται από την συμπίεση του αντιστηριζόμενου εδάφους (λόγω π.χ. κυκλοφορίας οχημάτων κτηριακές κατασκευές). Επίσης κατασκευαστικές ατέλειες (π.χ. αρμών διαστολής - εργασίας) ή απότομη ανύψωση του υδροφόρου ορίζοντα λόγω αλλαγής του τοπογραφικού αναγλύφου και της φυσικής ροής των υδάτων που οφείλεται στην ίδια την κατασκευή του τοίχου αντιστήριξης.



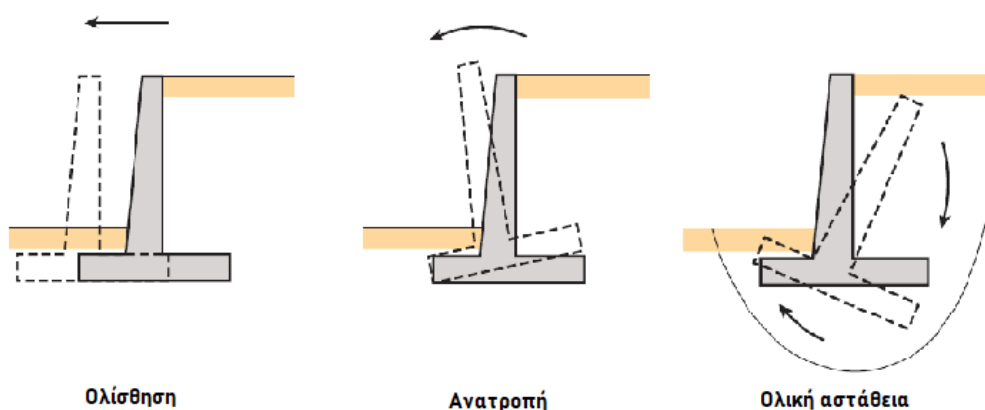
### 4. Μετακινήσεις τοίχου αντιστήριξης. (Πηγή: <https://www.dparxol.gov.gr/>)

Η κίνηση του τοίχου αντιστήριξης είναι συχνά, σταδιακή και ο τοίχος παραμορφώνεται κατά διαστήματα παίρνοντας κλίση ή παρουσιάζοντας μετατόπιση. Είναι επίσης πιθανό μια αστοχία να συμβεί ξαφνικά, όπως στην περίπτωση που η θεμελίωση παρουσιάσει τοπική αστοχία λόγω ανεπαρκούς φέρουσας ικανότητας.

## 2.4. Μορφές αστοχίας τοίχων αντιστήριξης

Ο ορθός σχεδιασμός ενός τοίχου αντιστήριξης εξασφαλίζει ότι οι δυνάμεις που ασκούνται σ' αυτόν από τις ωθήσεις των γαιών (στατικές ή και δυναμικές), τις υδροστατικές πιέσεις αλλά και τις επιφορτίσεις (π.χ. ομοιόμορφα κατανομημένα φορτία, σημειακά φορτία) φέρονται με ασφάλεια χωρίς να εμφανιστούν βλάβες. Ταυτόχρονα οι διατμητικές δυνάμεις που μεταφέρει ο τοίχος στο έδαφος δεν θα πρέπει να δημιουργούν πιθανότητα αστοχίας στην περιοχή θεμελίωσης. Αν όμως δεν εξασφαλίζονται οι συνθήκες ισορροπίας τότε οι πιθανές μορφές αστοχίας ενός τοίχου είναι οι εξής:

- Αστοχία λόγω ολίσθησης
- Αστοχία λόγω ανατροπής
- Αστοχία φέρουσας ικανότητας του εδάφους θεμελίωσης.
- Καμπτική αστοχία



### 5. Αστοχίες σε τοίχους βαρύτητας (Πηγή: <https://dot.ca.gov/>)

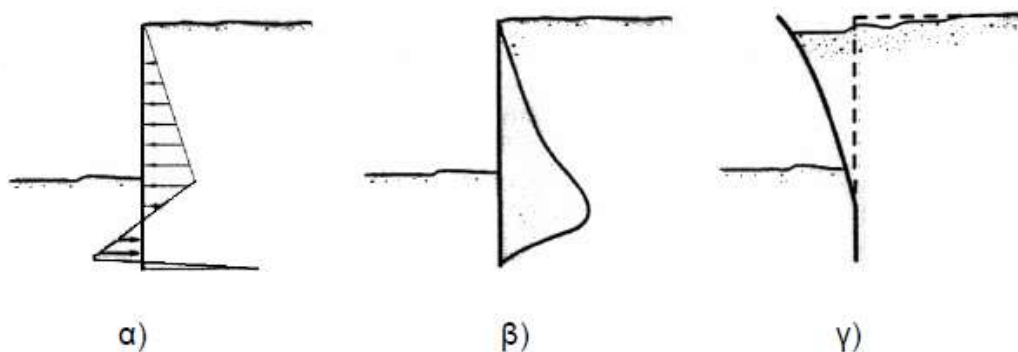
Οι συχνότερες αστοχίες σε τοίχους βαρύτητας οφείλονται σε ολίσθηση, ανατροπή ή από ολική αστάθεια όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα. Η ολίσθηση λαμβάνει χώρα όταν δεν ικανοποιείται η ισορροπία στον οριζόντιο άξονα που σημαίνει ότι οι πλευρικές ωθήσεις (από το πίσω μέρος της κατασκευής) δεν εξισορροπούνται από τις δυνάμεις αντιστάσεις του τοίχου.

Όταν δεν ικανοποιείται η συνθήκη της ισορροπίας των ροπών, περί του κατακορύφου άξονα, τότε συμβαίνει η ανατροπή του τοίχου. Τέλος απώλεια της ολικής ευστάθειας συμβαίνει όταν αστοχούν η αντιστηριζόμενη εδαφική μάζα και το έδαφος θεμελίωσης (π.χ. φαινόμενα ρευστοποίησης).

Οι τοίχοι που είναι ενισχυμένοι με αντηρίδες συχνά εμφανίζουν αστοχία εξαιτίας ολικής αστάθειας αλλά και αστοχία στα ίδια τα στοιχεία ενίσχυσης που φέρουν. Στα σημεία εφαρμογής των αντηρίδων συνήθως ή στο επάνω μέρος του τοίχου όταν πρόκειται για τοίχο υπογείου, αναπτύσσονται φαινόμενα περιστροφής. Όπως και στην περίπτωση των εύκαμπτων τοίχων (πετάσματα), έτσι και στους αγκυρωμένους τοίχους αντιστήριξης, πρέπει

να εξετάζεται ο κίνδυνος σε καμπτική αστοχία, αν και όπως είναι προφανές, οι δύο περιπτώσεις θα διαφέρουν σημαντικά. Όσον αφορά στα στοιχεία ενίσχυσης τύπου αγκύρια, θα πρέπει να γίνεται έλεγχος διάρρηξης και στην ορθότητα της πάκτωσης του αγκυρίου στο έδαφος.

Οι τοίχοι τύπου προβόλου εμφανίζουν καμπτική αστοχία όταν οι ροπές που εμφανίζονται (από τις πιέσεις του εδάφους) υπερβούν την καμπτική αντίσταση της κατασκευής. Η καμπτική αντοχή που αναπτύσσουν οι τοίχοι-πρόβολοι εξαρτάται από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά, τη δυσκαμψία και τον σπλισμό που φέρουν.



6. α) Εδαφικές ωθήσεις, β) καμπτικές ροπές, γ) Καμπτική αστοχία τοίχου. (Πηγή: Geotechnical Earthquake Engineering (Kramer 1996))

## 2.5. Έλεγχοι ασφάλειας έναντι αστοχιών

Προκειμένου να αποφευχθούν αστοχίες όπως αυτές που περιγράφηκαν παραπάνω, θα πρέπει κατά την φάση της μελέτης-σχεδιασμού του τοίχου αντιστήριξης να διενεργούνται μια σειρά από ελέγχους που αποτελούν τα βασικά κριτήρια ασφαλείας. Οι έλεγχοι ασφαλείας είναι οι κάτωθι:

- Ολίσθηση: Ο παράγοντας ασφαλείας έναντι ολίσθησης κατά μήκος της βάσης ενός τοίχου αντιστήριξης ορίζεται από τον λόγο των δυνάμεων που αντιστέκονται στην ολίσθηση προς τις δυνάμεις που οδηγούν στην ολίσθηση και μπορεί να εκφραστεί ως:

$$FS_{(Ανατροπής)} = \frac{\Sigma F_R}{\Sigma F_O} \geq 1.5 \quad (7)$$

$\Sigma M_R$  = Η μέγιστη αντίσταση που αναπτύσσει ο τοίχος μέσω δυνάμεων τριβής.  
 $\Sigma M_O$  = Το σύνολο των δυνάμεων που προέρχονται από τις πλευρικές ωθήσεις.

- Ανατροπή: Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ανατροπής υπολογίζεται από τον λόγο των ροπών γύρω από το δάχτυλο του ποδιού του τοίχου που τείνει να αντιστέκεται στην ανατροπή προς τις ροπές περίπου στο ίδιο σημείο που οδηγεί την ανατροπή και μπορεί να εκφραστεί ως:

$$FS_{(ολισθησης)} = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_O} \geq 2.0 \quad (8)$$

$\Sigma M_R$  = Το σύνολο των ροπών αντίστασης που προέρχονται από το ίδιο βάρος του τοίχου, το βάρος του υπερκείμενου στο πέδιλο έδαφος και τις τυχόν παθητικές ωθήσεις.

$\Sigma M_O$  = Το σύνολο των ροπών που προέρχονται από τις πλευρικές ωθήσεις.

- Φέρουσα ικανότητα εδάφους: Ο παράγοντας ασφάλειας για τη φέρουσα ικανότητα είναι ο λόγος της τελικής φέρουσας ικανότητας του εδάφους προς την πίεση που ασκείται στη βάση της θεμελίωσης του τοίχου αντιστήριξης. Στην πράξη χρησιμοποιείται συνήθως ένας συντελεστής ασφάλειας για φέρουσα ικανότητα ίσος με 3 (Das, 2004).

$$FS_{(ολισθησης)} = \frac{\sigma_{\varepsilon\pi}}{\sigma_{max}} \geq 3.0 \quad (9)$$

$\sigma_{\varepsilon\pi}$  = Επιτρεπόμενη τάση εδάφους.

$\sigma_{max}$  = Μέγιστη πίεση που ασκεί το θεμέλιο στο έδαφος.

### 3. Μέθοδοι υπολογισμού στατικών ωθήσεων

Οι στατικές ωθήσεις στους τοίχους αντιστήριξης προκύπτουν από τις φορτίσεις που δρουν πάνω στο έδαφος ή στις κατασκευές που στηρίζονται από τον τοίχο. Οι ωθήσεις αυτές προσπαθούν να μεταφερθούν από το έδαφος στον τοίχο και ασκούν πίεση στην επιφάνεια του. Οι στατικές ωθήσεις μπορούν να προκαλέσουν την αντίδραση του τοίχου αντιστήριξης με διάφορους τρόπους, ανάλογα με τις συνθήκες φόρτισης και τα χαρακτηριστικά του εδάφους. Ορισμένοι από τους τρόπους αυτούς περιλαμβάνουν:

- Οριζόντια ωθητική δύναμη: Αυτή η ωθητική δύναμη προκύπτει από τις οριζόντιες δυνάμεις που δρουν στο έδαφος και αποσκοπεί στην αντίσταση των πλευρικών κινήσεων του τοίχου.
- Κάθετη ωθητική δύναμη: Αυτή η ωθητική δύναμη προκύπτει από το βάρος του εδάφους ή των κατασκευών που στηρίζονται πάνω στον τοίχο. Προσπαθεί να αντισταθμίσει το φορτίο που δρα στην κατακόρυφη κατεύθυνση.

Ο υπολογισμός των στατικών ωθήσεων στον τοίχο αντιστήριξης λαμβάνει υπόψη την κάθετη ωθητική δύναμη που ασκείται σε αυτόν. Για να υπολογιστεί αυτή η δύναμη, πρέπει να ληφθούν υπόψη οι ακόλουθοι παράγοντες:

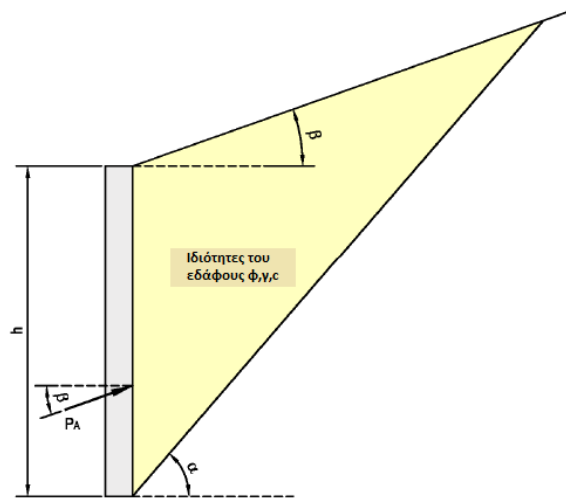
- Βάρος του εδάφους: Αυτός ο παράγοντας αφορά στο βάρος του εδάφους που ασκεί πίεση στον τοίχο αντιστήριξης. Ο υπολογισμός του γίνεται με βάση την πυκνότητα του εδάφους και το ύψος του τοίχου.
- Φορτίο από κατασκευές: Εάν υπάρχουν κατασκευές ή άλλα φορτία που στηρίζονται πάνω στον τοίχο, πρέπει να ληφθούν υπόψη και να υπολογιστεί το αντίστοιχο φορτίο που ασκείται πάνω στον τοίχο.

Αφού υπολογιστούν οι ανωτέρω παράγοντες, μπορεί να εφαρμοστεί η αρχή της ισορροπίας για να υπολογιστεί η κάθετη ωθητική δύναμη που δρα στον τοίχο αντιστήριξης. Αυτός ο υπολογισμός μπορεί να γίνει με χρήση μεθόδων όπως η μέθοδος Rankine ή η μέθοδος Coulomb.

#### 3.1. Μέθοδος Rankine

Η θεωρία του Rankine είναι η απλούστερη διατύπωση που προτείνεται για τους υπολογισμούς της ελάχιστης τιμής της ενεργητικής ώθησης και της μέγιστης τιμής της παθητικής ώθησης που ασκούνται σε ένα τοίχο αντιστήριξης από την πίεση του εδάφους και βασίζεται στις ακόλουθες παραδοχές:

- Ο τοίχος είναι λείος και κάθετος.
- Δεν υπάρχει τριβή ή πρόσφυση μεταξύ του τοίχου και του εδάφους.
- Η σφήνα αστοχίας είναι μια επίπεδη επιφάνεια και είναι συνάρτηση της τριβής του εδάφους  $\phi$  και της κλίσης επίχωσης  $\beta$  όπως φαίνεται στο σχήμα 1.
- Η πλευρική πίεση των γαιών αυξάνεται γραμμικά ανάλογα με το βάθος.
- Η κατεύθυνση της πλευρικής πίεσης της εδαφικής μάζας δρα παράλληλα με την κλίση της επίχωσης όπως φαίνεται στο σχήμα 1.
- Το σημείο εφαρμογής της δύναμης βρίσκεται σε απόσταση ίση με το ένα τρίτο του ύψους του τοίχου από τη βάση.



1. Η ενεργή σφήνα του Rankine (Πηγή: <https://dot.ca.gov/>)

Η συγκεκριμένη θεωρία εξετάζει το λόγο των δύο κύριων τάσεων όταν το έδαφος έρχεται σε κατάσταση διατμητικής αστοχίας μέσα στη μάζα του (πλαστική ισορροπία). Κατά την κατάσταση ενεργητικής πίεσης, η μέγιστη κύρια τάση είναι η κατακόρυφη ενεργός τάση  $\sigma'_v$ . Κατά την απομάκρυνση του τοίχου από το έδαφος, αυτό διαστέλλεται κατά την οριζόντια διεύθυνση, ενεργοποιείται το μεγαλύτερο μέρος της αντοχής του και μειώνεται η οριζόντια τάση στον τοίχο, που προσδιορίζεται εύκολα από τον κύκλο του Mohr (Barnes 2010).

Κατά τον Rankine ο υπολογισμός των ενεργών οριζόντιων σε όλο το μήκος στο πίσω μέρος του τοίχου αντιστήριξης δίδεται από την σχέση:

$$\sigma_{h,a} = \sigma'_v * K_\alpha - 2 * c' * \sqrt{K_\alpha} \quad (1)$$

Όπου:

- $K_\alpha$  ο συντελεστής της ελάχιστης ενεργού τάσης
- $c$  η συνοχή του εδάφους (αμμώδη εδάφη  $c=0$ , αργιλώδη  $c \neq 0$ )
- $\sigma'_v$  η κατακόρυφη ενεργός τάση

Στην περίπτωση που είναι λεία η επιφάνεια του τοίχου και μηδενική η κλίση της εδαφικής μάζας που αντιστηρίζεται, ο συντελεστής της ελάχιστης ενεργού τάσης δίδεται από την σχέση:

$$K_\alpha = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} = \tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (2)$$

Όταν το αντιστηριζόμενο μη-συνεκτικό έδαφος βρίσκεται υπό γωνία  $\beta$  με το οριζόντιο επίπεδο, η εξίσωση η οποία χρησιμοποιείται για την εύρεση του συντελεστή  $K_\alpha$  είναι η ακόλουθη (Terzaghi, 1943; Taylor, 1948):

$$K_\alpha = \cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} \quad (3)$$

Ο παραπάνω τύπος ισχύει για  $\beta \leq \phi$ . Στην περίπτωση που  $\beta=0$  οι δυο παραπάνω εξισώσεις είναι ίσες. Σε περίπτωση ξηρού, ομογενούς και μη συνεκτικού εδάφους και με βάση τη θεωρία του Rankine, δημιουργείται τριγωνική κατανομή τάσεων, προσανατολισμένη παράλληλα στη διεπιφάνεια του αντιστηριζόμενου εδάφους με τον τοίχο αντιστήριξης. Σε αυτήν την περίπτωση, η μέγιστη τιμή της συνισταμένης  $P_a$  δρα στο ύψος  $H/3$  από τη βάση του τοίχου δίνεται από τον παρακάτω τύπο:

$$P_a = \frac{1}{2} * K_a * \gamma * h^2 \quad \eta \quad (4)$$

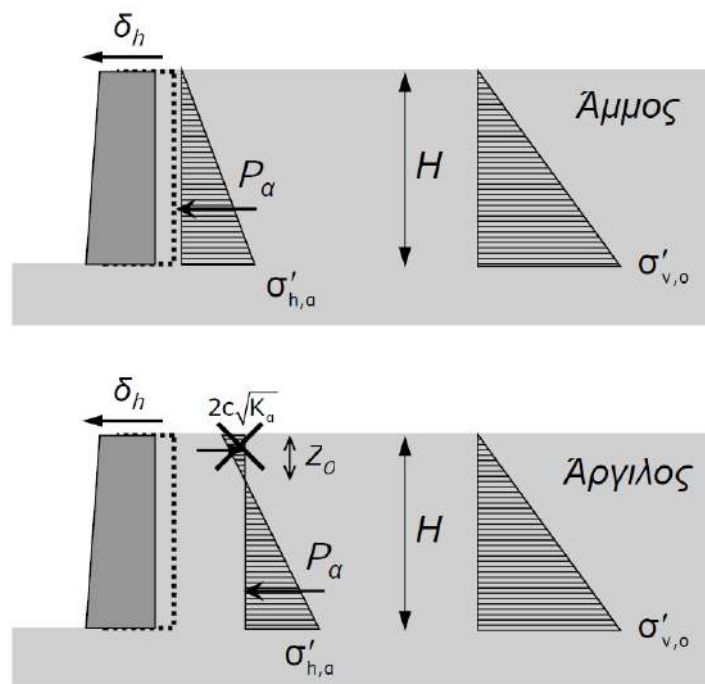
$$P_a = \frac{1}{2} * \sigma_{h,a} * h \quad [\text{για } c' = 0] \quad (5)$$

Για αργιλικά εδάφη δηλαδή  $c' \neq 0$  η τιμή της συνισταμένης προκύπτει από την σχέση:

$$P_a = \frac{1}{2} * \sigma_{h,a} * (h - z_0) \quad (6)$$

Κάτω από μέγιστες παθητικές πιέσεις αναπτύσσονται εδαφικές τάσεις  $\sigma'$  όλη την επιφάνεια, στο πίσω μέρος του τοίχου αντιστήριξης που δίνονται από τον παρακάτω τύπο:

$$\sigma_{h,p} = \sigma'_v * K_p + 2 * c' * \sqrt{K_p} \quad (7)$$



## 2. Ο υπολογισμός των ενεργών οριζόντιων τάσεων (Πηγή: Κίρτας Εμ. (2017))

Όπου:

- $K_p$  ο συντελεστής της μέγιστης παθητικής τάσης
- $c$  η συνοχή του εδάφους (αμμώδη εδάφη  $c=0$ , αργιλώδη  $c \neq 0$ )
- $\sigma'_v$  η κατακόρυφη ενεργός τάση

Αντίστοιχα ο συντελεστής παθητικής τάσης υπολογίζεται από την σχέση:

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (8)$$



Τελικά η μέγιστη τιμή της συνισταμένης  $P_p$  δρα στο ύψος  $H/3$  από τη βάση του τοίχου δίνεται από τον παρακάτω τύπο:

$$P_p = \frac{1}{2} * K_p * \gamma * h^2 \quad \text{ή} \quad (9)$$

$$P_p = \frac{1}{2} * \sigma_{h,p} * h \quad [\text{για } c' = 0] \quad (10)$$

Για αργιλικά εδάφη δηλαδή  $c' \neq 0$  η τιμή της συνισταμένης προκύπτει από την σχέση:

$$P_p = \frac{\sigma_{h,p} + 2 * c * \sqrt{k_p}}{2} * h \quad (11)$$

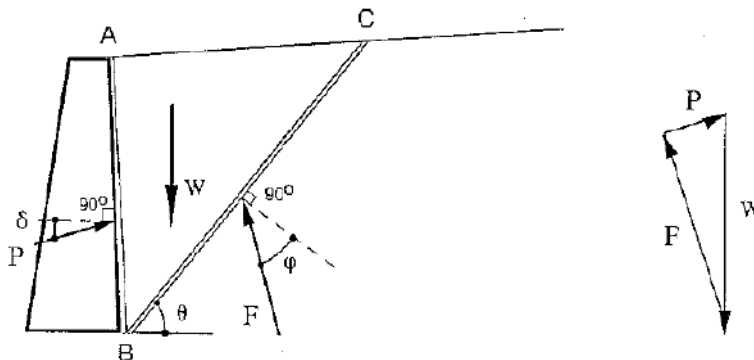
Από τις παραπάνω σχέσεις επιβεβαιώνονται τα συγκεκριμένα συμπεράσματα:

- Οι κύριες ενεργές τάσεις στη φάση αστοχίας είναι η κατακόρυφη και η οριζόντια ενεργή ορθή τάση.
- Οι ενεργές τάσεις αστοχίας απομειώνονται όταν είμαστε σε ενεργητική κατάσταση και αυξάνονται όταν είμαστε σε παθητική κατάσταση.
- Οι παράμετροι διατμητικής αντοχής του εδάφους ( $c$  και  $\phi$ ) επηρεάζουν καθοριστικά την επίλυση και τη χρήση των κριτηρίων αστοχίας.
- Στην ενεργητική κατάσταση ( $K_a$ ) και αν ο τοίχος έχει σημαντική ελευθερία μετακίνησης προς τα έξω, θα δημιουργηθούν εγκάρσιες μετατοπίσεις οι οποίες ενδεχομένως θα μπορούσαν σε ένα επόμενο χρονικά στάδιο να οδηγήσουν και στην ανατροπή του. Ως εκ τούτου αποτελεί τον σημαντικότερο έλεγχο στους τοίχους αντιστήριξης.

### 3.2. Μέθοδος Coulomb

Ενώ η μέθοδος Rankine (1857) ανήκει στην κατηγορία των *στατικών* μεθόδων ευρέσεως του οριακού φορτίου, η μέθοδος Coulomb εντάσσεται στην κατηγορία των *λεγόμενων κινηματικών* μεθόδων. Ο Coulomb δέχεται ότι με τη μετακίνηση του τοίχου συμβαίνει και μια κίνηση ενός τμήματος (τριγωνικού σχήματος ABC) της εδαφικής μάζας η οποία ολισθαίνει κατά μήκος της επιφάνειας BC όπως φαίνεται στο σχήμα. Για λόγους απλούστευσης η επιφάνεια αυτή θεωρήθηκε επίπεδη που είναι μια παραδοχή που θεωρήθηκε αποδεκτή.

Η μέθοδος Coulomb αναζητεί το κρίσιμο εδαφικό πρίσμα ABC το οποίο θα ολισθήσει κατά την μετακίνηση του τοίχου. Γ' αυτό το σκοπό εξετάζει την οριακή ισορροπία ενός δοκιμαστικού πρίσματος όπως φαίνεται στο σχήμα 3.

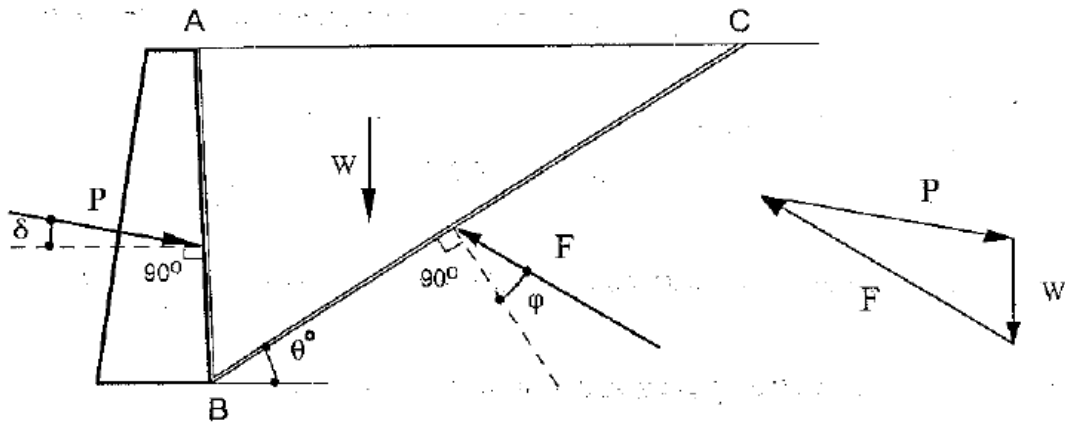


3. Μηχανισμός ολίσθησης και δοκιμαστικό πρίσμα (Πηγή: <https://dot.ca.gov/>)

Οι δυνάμεις που επενεργούν στο δοκιμαστικό πρίσμα ABC είναι το βάρος του W, η δύναμη από τον τοίχο στο πρίσμα P (ίση και αντίθετη ώθηση) και η δύναμη F συνισταμένη των τάσεων του αμετακίνητου υπεδάφους, στο επίπεδο ολίσθησης. Αφού θεωρούμε συνθήκες οριακής ισορροπίας (επικείμενης ολίσθησης δηλαδή), η F θα σχηματίζει γωνία  $\phi$  με την κάθετο στο επίπεδο ολίσθησης ώστε  $T = N * \tan\phi$  όπου T και N = διαμητική και ορθή συνιστώσα της F αντιστοίχως. Η ισορροπία των δυνάμεων αυτών θα καθορίσει το μέγεθος της P. Η ενεργητική ώθηση  $P_a$  θα είναι μέγιστη από τις δυνάμεις P που προκύπτουν από την ισορροπία όλων των πιθανών δοκιμαστικών πρισματών. Η μέθοδος αυτή των δοκιμαστικών πρισματών μπορεί να εφαρμοστεί και στην παθητική περίπτωση για τον προσδιορισμό της  $P_p$  (Γκαζέτας 2012).

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι σε συνθήκες ελάχιστης ενεργητικής πίεσης, για την κρίσιμη επιφάνεια αστοχίας, η ενεργή ώθηση δίδεται από τον τύπο:

$$P_a = \frac{1}{2} * K_a * \gamma * h^2 \text{ [για } c' = 0 \text{]} \quad (12)$$



4. Μηχανισμός ολίσθησης και δοκιμαστικό πρίσμα (παθητική κατάσταση) (Πηγή: <https://dot.ca.gov/>)

όπου το  $K_a$  υπολογίζεται από τον τύπο:

$$K_a = \frac{\frac{\sin(\alpha - \phi)}{\sin(\alpha)}}{\sqrt{\sin(\alpha + \delta) + \frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \beta)}}} \text{ (Barnes 2010)} \quad (13)$$

Όσον αφορά την παθητική ώθηση αυτή υπολογίζεται:

$$P_p = \frac{1}{2} * K_p * \gamma * h^2 \text{ [για } c' = 0 \text{]} \quad (14)$$

όπου το  $K_p$  υπολογίζεται από τον τύπο:

$$K_p = \frac{\frac{\sin(\alpha + \phi)}{\sin(\alpha)}}{\sqrt{\sin(\alpha - \delta) + \frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi + \beta)}{\sin(\alpha - \beta)}}} \text{ (Barnes 2010)} \quad (15)$$

$\phi$  = η γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους,

$\delta$  = η γωνία μεταξύ τοίχου και αντιστηριζόμενου εδάφους,

$\beta$  = η γωνία του αντιστηριζόμενου πρανού με το οριζόντιο επίπεδο.

$\alpha$  = γωνία της επιφάνειας (κατακορύφου) AB με την οριζόντια επιφάνεια (βλ. σχήμα 4)

Στην περίπτωση λείου και οριζοντίου τοίχου τότε  $\delta=0^\circ$ ,  $\alpha=90^\circ$  και οριζόντιας επιφάνειας εδάφους  $\beta=0^\circ$  τότε οι εξισώσεις των  $K_\alpha$ ,  $K_p$  απλοποιούνται στην κατάσταση των εξισώσεων Rankine.

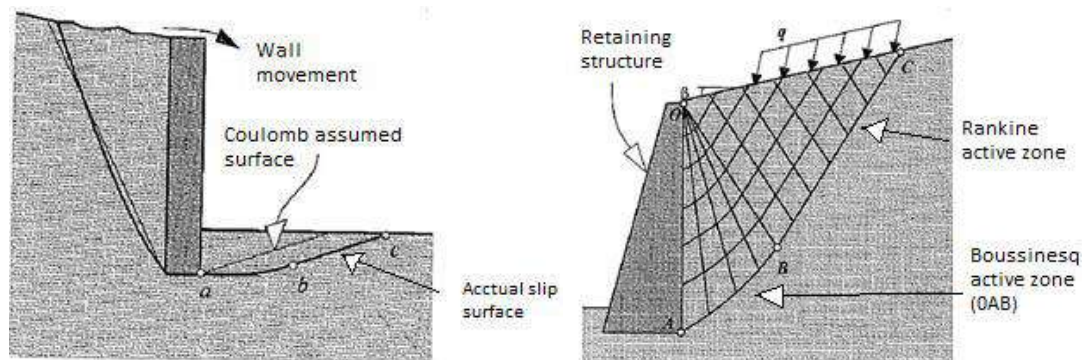
### 3.3. Θεωρία Boussinesq

Σε αντίθεση με τη θεωρία Coulomb και Rankine, ο Boussinesq υποθέτει μια μη γραμμική επιφάνεια αστοχίας. Αυτό είναι πιο κοντά στην πραγματική επιφάνεια αστοχίας και κάνει το προσομοίωμα λιγότερο συντηρητικό.

Η θεωρία Boussinesq θεωρεί τρεις ανεξάρτητους παράγοντες που συμβάλλουν στις πλευρικές ωθήσεις των γαιών (Azizi, 2000):

- Το ίδιο βάρος του εδάφους
- Μια προσαύξηση των πιέσεων από την σε άπειρη έκταση εδαφόμαζα.
- Η πίεση από ένα συνεκτικό έδαφος

Το ίδιο βάρος της επιφάνειας ολίσθησης καθορίζεται ώστε να μπορεί να υπολογιστεί ο συντελεστής πίεσης των γαιών για τη συγκεκριμένη σφήνα.



#### 5. Boussinesq – μη γραμμική ολίσθηση επιφάνειας (Πηγή: Boussinesq)

Για να υπολογιστεί μια ομοιόμορφη προσαύξηση στην πλευρική, το φορτίο πολλαπλασιάζεται επί  $K_\alpha$  ή  $K_p$ , όπως φαίνεται παρακάτω.

$$\sigma_\alpha = K_\alpha * q \quad (16)$$

$$\sigma_p = K_p * q \quad (17)$$

Οι τιμές των συντελεστών  $K_\alpha$  ή  $K_p$ , έχουν υπολογιστεί αριθμητικά και συγκεντρώνονται σε πίνακες.

Ο Boussinesq θεώρησε ότι τα συνεκτικά εδάφη λειτουργούν σαν εδάφη τριβής. Για την προσομοίωση της συνοχής, εφαρμόζεται μια κανονική τάση μέσω της έκφρασης:

$$c * \cot\varphi \quad (18)$$

Στη γενική περίπτωση με τοίχο αντιστήριξης που το πίσω μέρος του που βρίσκεται σε επαφή με το αντιστοιχιζόμενο έδαφος έχει κλίση και η επίχωση είναι κεκλιμένη, η ενεργός πίεση λόγω της συνοχής κάθετα στον τοίχο είναι (Azizi, 2000):

$$\sigma_{an} = -c * \cot\varphi * (1 - K_\alpha * \cos\delta) \quad (19)$$

Όπου  $K_\alpha$  δίνεται από τον ίδιο πίνακα με την πίεση λόγω ενιαίας προσαύξησης. Αυτό δίνει τη διατμητική τάση κατά μήκος του τοίχου:

$$\tau = c * \cot\varphi * K_\alpha * \sin\delta \quad (20)$$

Η προσθήκη στην παθητική πίεση από την προσαύξηση προκύπτει με τον ίδιο τρόπο όπως και στην ενεργητική και η εξίσωσή της είναι:

$$\sigma_{pn} = c * \cot\varphi * (K_p * \cos\delta - 1) \quad (21)$$

Η θεωρία του Boussinesq βρίσκει ιδιαίτερη εφαρμογή στον υπολογισμό των ωθήσεων των γαιών λόγω επιβολής εξωτερικού φορτίου και παρουσιάζεται στην συνέχεια.

### 3.4. Ωθήσεις γαιών λόγω επιβολής εξωτερικού φορτίου

Εξωτερικό φορτίο είναι κάθε φορτίο που επιβάλλεται στην επιφάνεια του εδάφους αρκετά κοντά στον τοίχο αντιστήριξης ώστε να προκαλέσει μια πλευρική πίεση που θα επενεργήσει στο σύστημα επιπλέον της βασικής πίεσης που προέρχεται από την αντιστηριζόμενη εδαφική μάζα. Τα υπόγεια ύδατα θα προκαλέσουν επίσης πρόσθετη πίεση, αλλά δεν αποτελεί επιπρόσθετο φορτίο.

Παραδείγματα πρόσθετων φορτίων είναι τα αναχώματα εδάφους δίπλα στην κατασκευή, δρόμοι ή αυτοκινητόδρομοι, μηχανήματα κατασκευής ή αποθέσεις υλικών, παρακείμενα κτίρια ή άλλες κατασκευές και σιδηρόδρομοι.

Υπάρχουν τρεις τύποι φορτίων και είναι οι εξής:

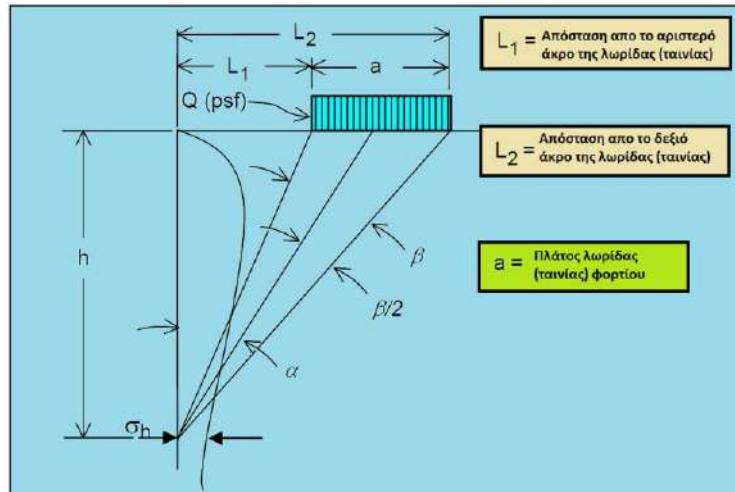
- Φορτίο λωρίδας (ταινίας): Τα φορτία λωρίδων (απείρου μήκους) είναι φορτία όπως οι αυτοκινητόδρομοι και οι σιδηρόδρομοι που είναι γενικά παράλληλα με τον τοίχο. Για τον προσδιορισμό της πίεσης σε οποιαδήποτε βάθος χρησιμοποιείται η γενική εξίσωση (μέθοδος Boussinesq):

$$\sigma_h = 2 * \frac{q}{\pi} * (\beta_{rad} - \sin\beta * \cos 2\alpha) \quad (22)$$

Το σε  $\beta_{rad}$  ακτίνια

Η εξίσωση για τις κατακόρυφες τάσεις λόγω φορτίου τύπου λωρίδας είναι:

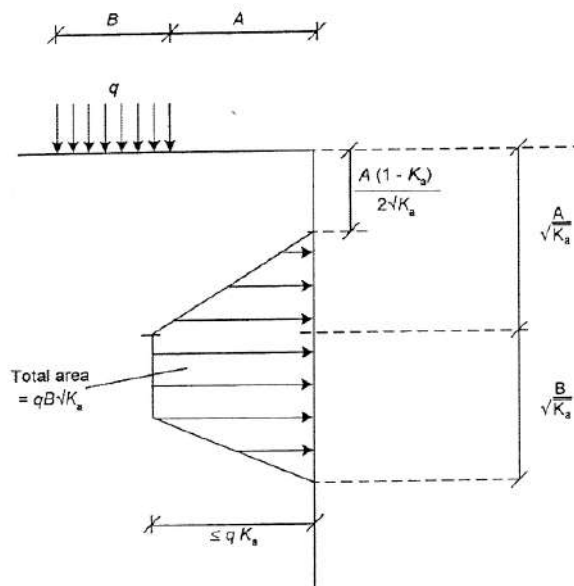
$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{\pi} * (\beta + \sin\beta * \cos(\beta + 2\alpha)) \quad (23)$$



6. Γεωμετρικά στοιχεία φόρτισης τύπου λωρίδας (άκαμπτος τοίχος)

Η μέθοδος αυτή χρησιμοποιείται στην περίπτωση που, το έδαφος είναι ελαστικό και ο τοίχος είναι άκαμπτος (Azizi, 2000).

Για την περίπτωση όπου ο τοίχος αντιστήριξης είναι εύκαμπτος και επιβάλλεται εξωτερικό φορτίο μια μέθοδος που δίνει άμεσα αποτελέσματα είναι των Pappin, Simpson, Felton and Raison (1985) (Numerical Analysis of Flexible Retaining Walls” Proceedings of the NUMETA ‘85 Conference, Swansea, 7-11 January 1985)



7. Γεωμετρικά στοιχεία φόρτισης τύπου λωρίδας (εύκαμπτος τοίχος) (Πηγή: Active earth pressure induced by strip loads. Farzaneh, Askari, Fatemi 2013)

Όπου η  $P_q$  δίδεται από τον τύπο:

$$P_q = q * B * \sqrt{K_a} \quad (24)$$

Με  $K_a$  ο συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων.

- Γραμμικό φορτίο: Είναι ένα φορτίο όπως μια συνεχής βάση τοίχου πολύ μικρού πλάτους ή παρόμοιου φορτίου γενικά παράλληλο με τον τοίχο. Το K-Rail (προσωρινό φράγμα από σκυρόδεμα) θα μπορούσε να θεωρηθεί ως φορτίο γραμμής. Η εξίσωση για τον προσδιορισμό της πίεσης είναι:

Για  $m \leq 0,4$ :

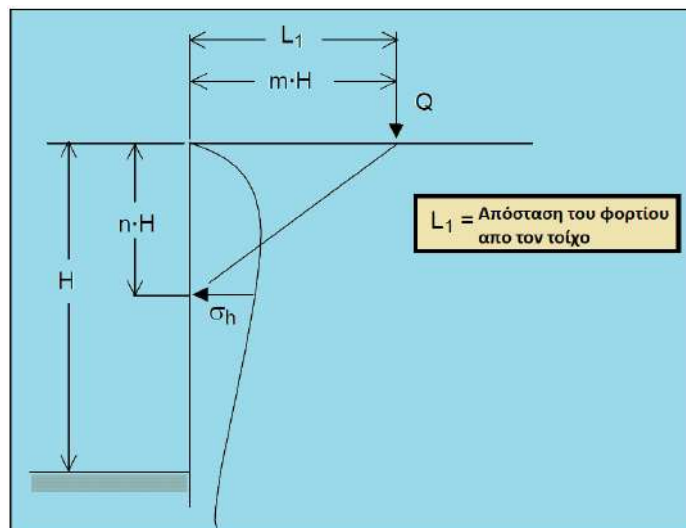
$$\sigma_h = \frac{Q}{H} * \frac{0.203 * n}{(0.16 + n^2)^2} \quad (25)$$

Για  $m > 0,4$ :

$$\sigma_h = 1.28 * \frac{Q}{H} * \frac{m^2 * n}{(m^2 + n^2)^2} \quad (26)$$

Οι συγκεκριμένοι τύποι είναι δυνατό να χρησιμοποιηθούν και για τα φορτία τύπου λωρίδας σε περιπτώσεις ευκάμπτων και άκαμπτων τοίχων.

- Σημειακό Φορτίο: Τα σημειακά φορτία είναι φορτία όπως τα φορτηγά οχήματα ή μεμονωμένες βάσεις στήριξης π.χ. ένας ιστός φωτισμού. Το φορτηγό θα μπορούσε να θεωρηθεί ότι τοποθετείται είτε παράλληλα είτε κάθετα στην εκσκαφή. Για τον προσδιορισμό της πίεσης σε οποιαδήποτε βάθος χρησιμοποιούνται οι παρακάτω εξισώσεις που διαφοροποιούνται πάλι ανάλογα την απόσταση του φορτίου από τον τοίχο.



#### 8. Γεωμετρικά στοιχεία φόρτισης τύπου γραμμικού ή σημειακού φορτίου

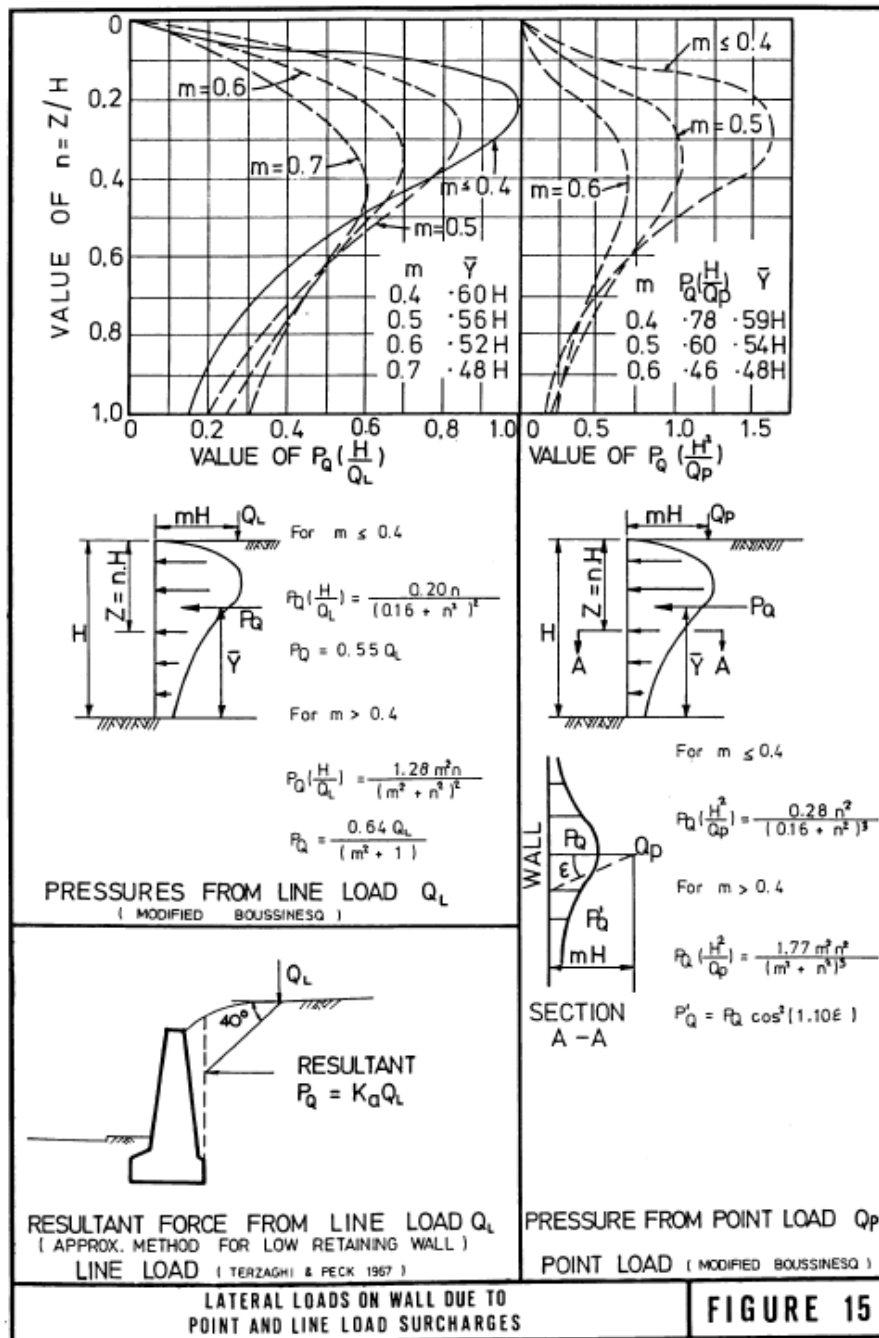
Για  $m \leq 0,4$ :

$$\sigma_h = \frac{Q}{H^2} * \frac{0.28 * n^2}{(0.16 + n^2)^3} \quad (27)$$

Για  $m > 0,4$ :

$$\sigma_h = 1.77 * \frac{Q}{H^2} * \frac{m^2 * n^2}{(m^2 + n^2)^3} \quad (28)$$

Στην συνέχεια ακολουθεί πίνακας με όλα τα υπολογιζόμενα μεγέθη στην περίπτωση ενός γραμμικού φορτίου ή ενός σημειακού φορτίου από τον NAVFAC Design Manual (1982).



9. Υπολογισμός ωθήσεων από την επιβολή εξωτερικού φορτίου NAVFAC Design Manual (1982)

Σε μια άλλη εκδοχή υπολογισμού των τάσεων λόγω εξωτερικού φορτίου, στις σημειώσεις του Κίρτα Εμμανουήλ (2017) αναφέρεται ότι οι ωθήσεις λόγω επιφόρτισης είτε κατανεμημένης (q ή g) με άπειρο μήκος και πλάτος είτε λόγω σημειακού φορτίου (Q ή G) δίνονται από τους τύπους:

Για κατανεμημένο φορτίο είναι

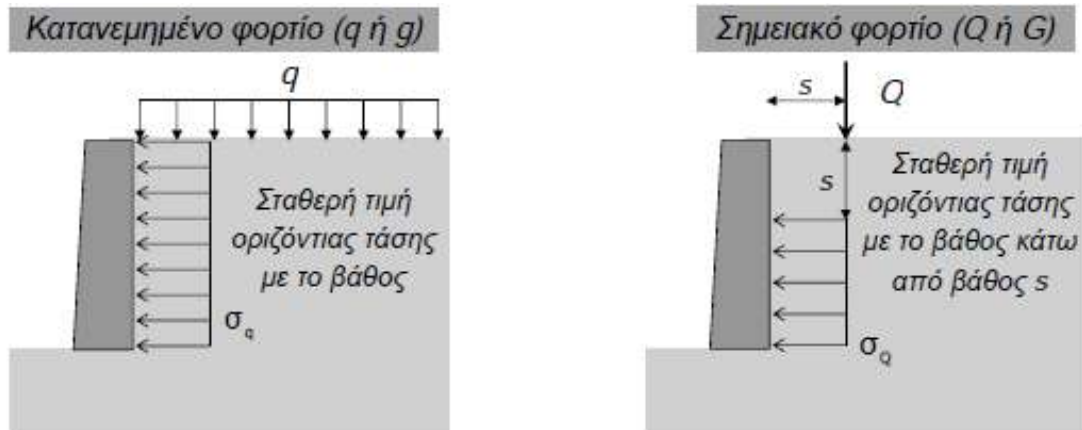
$$\sigma_{qa} = k_a * Q \text{ ενεργητική τάση} \quad (29)$$

$$\sigma_{qp} = k_p * Q \text{ παθητική τάση} \quad (30)$$

Για σημειακό φορτίο είναι

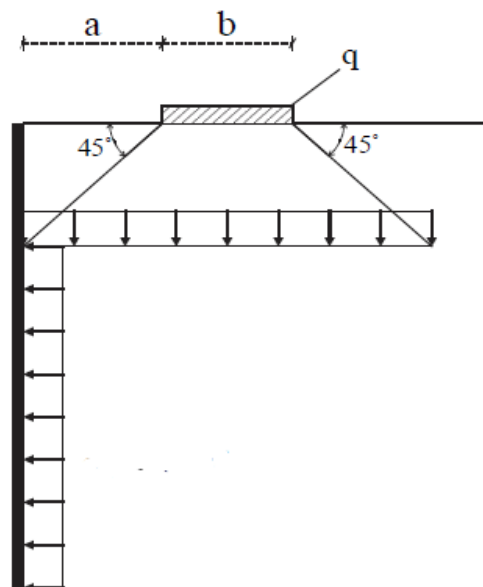
$$\sigma_{Qa} = k_a * \frac{Q}{4 * S^2} \text{ ενεργητική τάση} \quad (31)$$

$$\sigma_{Qp} = k_p * \frac{Q}{4 * S^2} \text{ παθητική τάση} \quad (32)$$



10. Εξωτερική επιφόρτιση και κατανομή των τάσεων (Πηγή: Κίρτας Εμ. (2017))

Οι Γεωργιάδης και Αναγνωστόπουλος (1998) προσέγγισαν την κατανομή των τάσεων λόγω εξωτερικού φορτίου με μια διαφορετική θεώρηση που βρίσκει εφαρμογή κυρίως σε άκαμπτους τοίχους. Το φορτίο λωρίδας  $q$  κατανέμεται σε γωνίες  $45^\circ$  όπως φαίνεται στο σχήμα παρακάτω.



11. Κατανομή των τάσεων λόγω εξωτερικού φορτίου, Γεωργιάδης και Αναγνωστόπουλος (1998) (Πηγή: Active earth pressure induced by strip loads. Farzaneh, Askari, Fatemi 2013)

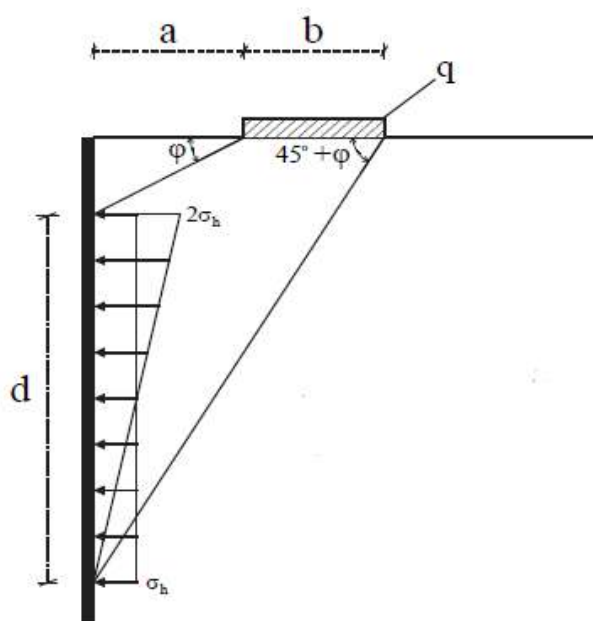


Η πλευρική πίεση προκύπτει από:

$$\sigma_h = K_a * \cos(\delta) * \frac{b}{b + 2a} * q \quad (33)$$

όπου  $K_a$ = ο συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων,  $\delta$ = γωνία τριβής μεταξύ του εδάφους και του τοίχου,  $a$ = απόσταση μεταξύ του φορτίου και του τοίχου,  $b$ = πλάτος του φορτίου της λωρίδας.

Στο Beton Kalender (1983) για ευκάμπτους τοίχους συνιστάται η χρήση μιας προσεγγιστικής μεθόδου. Όπως φαίνεται στο σχήμα που ακολουθεί με τη μέθοδο αυτή μπορεί να επιτευχθεί ομοιόμορφη ή τριγωνική πλευρική κατανομή πίεσης λόγω εξωτερικού φορτίου.



12. Κατανομή των τάσεων λόγω εξωτερικού φορτίου, Beton Kalender (1983) (Πηγή: Active earth pressure induced by strip loads. Farzaneh, Askari, Fatemi 2013)

Η κατανομή των τάσεων γίνεται με την χρήση των εξισώσεων που είναι:

$$\sigma_h = \frac{q * b * \cos(\delta) * \sin(45^\circ - \varphi/2)}{d * \cos\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} - \delta\right)} \quad (34)$$

$$d = (a + b) * \tan(45 + \varphi) - a * \tan(\varphi) \quad (35)$$

όπου  $\delta$ = γωνία τριβής μεταξύ του εδάφους και του τοίχου,  $a$ = απόσταση μεταξύ του φορτίου και του τοίχου,  $b$ = πλάτος του φορτίου της λωρίδας.

## 4. Μέθοδοι υπολογισμού δυναμικών ωθήσεων

Η ανάλυση της συμπεριφοράς των τοίχων αντιστήριξης υπό συνθήκες σεισμικής δράσης αποτελεί ένα ιδιαίτερα περίπλοκο θέμα που αφορά στη δυναμική αλληλεπίδραση εδάφους-θεμελίου-κατασκευής (Αθανασόπουλος 1999). Η δυναμική απόκριση ακόμα και του απλούστερου τοίχου αντιστήριξης είναι αρκετά περίπλοκη. Οι κινήσεις-παραμορφώσεις του τοιχώματος και οι δυνάμεις που αναπτύσσονται εξαρτώνται από την απόκριση του εδάφους στο οποίο βρίσκεται το τοίχωμα, την απόκριση της επίχωσης, την αδρανειακή συμπεριφορά - τη δυσκαμψία του τοίχου και τέλος από τα χαρακτηριστικά της επιβαλλόμενης σεισμικής διέγερσης (ένταση, μέγεθος, συχνότητα, επιτάχυνση, σεισμικού γεγονότος).

Προκειμένου ο τοίχος αντιστήριξης να ικανοποιεί τις απαιτήσεις σε αντισεισμική συμπεριφορά, θα πρέπει να γίνει υπολογισμός των δυνάμεων που δρουν πάνω στον τοίχο κατά την φάση της σεισμικής διέγερσης και να εξεταστεί αν ο τοίχος μπορεί να αντισταθεί σε αυτές τις δυνάμεις με ασφάλεια. Οι υπολογισμοί αυτοί γίνονται είτε με αναλυτικές, είτε με αριθμητικές (με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων) μεθόδους. Οι αναλυτικές μέθοδοι είναι απλουστευτικές και δίνουν αποτελέσματα που πλησιάζουν με ασφάλεια τα πραγματικά φορτία που δρουν στην κατασκευή.

Κατά τον Κλωνάρη (1999) οι αναλυτικές μέθοδοι χωρίζονται σε τρεις κατηγορίες:

- Μέθοδος οριακής ισορροπίας (ή οριακής αστοχίας): Γίνεται η θεώρηση ότι οι παραμορφώσεις στην εδαφική μάζα που αντιστηρίζεται είναι πλαστικές, δηλαδή μη αντιστρέψιμες και οφείλονται στις μετακινήσεις του τοίχου (ολίσθηση, στροφή, καμπτική παραμόρφωση,) που είναι σημαντικές. Η σημαντικότερη μέθοδος υπολογισμού είναι των Mononobe–Okabe (Okabe 1926, Mononobe & Matsuo 1929), οι παραλλαγές της (Seed & Whitman 1970, Richard & Elms 1979), η τροποποιημένη μέθοδος Coulomb, ή αλλιώς μέθοδος ισοδύναμης - στατικής (ψευδοστατικής) φόρτισης.
- Ανελαστική μέθοδος: Γίνεται η θεώρηση ότι οι μετακινήσεις του τοίχου είναι ελάχιστες. Τα υλικά παρουσιάζουν ανελαστική συμπεριφορά. Οι σημαντικότερες τέτοιες μέθοδοι είναι των Nadim & Whitman (1983) και των Siller et al. (1991).
- Ελαστική μέθοδος: Γίνεται η θεώρηση ότι το έδαφος παρουσιάζει παραμορφώσεις που οφείλονται στις μικρές μετακινήσεις του τοίχου και έχει ελαστική συμπεριφορά. Για τη μέθοδο αυτή χρησιμοποιούνται συχνά οι λύσεις των Wood (1973) Scott (1973) και Veletsos & Younan (1994, 1997).

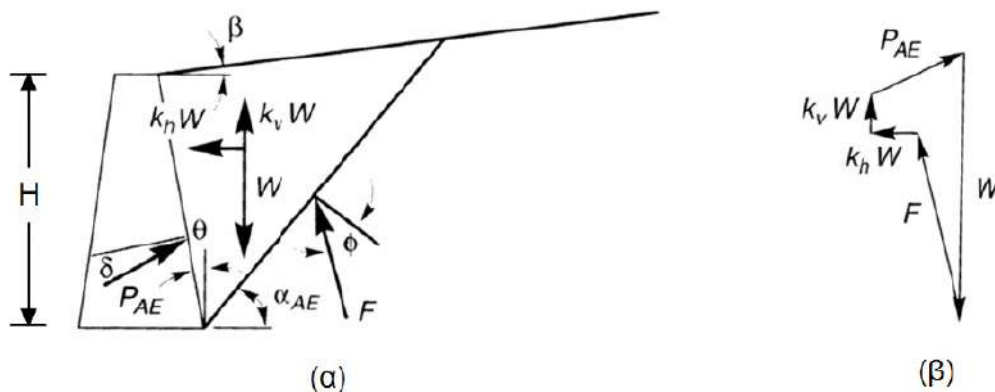
Για τον υπολογισμό των ωθήσεων που προκαλούνται από δυναμικά φαινόμενα λαμβάνονται υπ' όψη οι σεισμικές δράσεις που υπολογίζονται συναρτήσει των ψευδυναμικών επιταχύνσεων.

### 4.1. Μέθοδος Mononobe – Okabe

Η απλούστερη λύση του υπολογισμού των ωθήσεων που προκαλούνται από σεισμικές φορτίσεις είναι η χρήση της μεθόδου των Mononobe-Okabe (M-O) η οποία βασίζεται στη θεωρία του Coulomb για τις στατικές πιέσεις. Η μέθοδος ενσωματώνει τις ακόλουθες παραδοχές (Geraili και Sitar, 2013):

- Το έδαφος επίχωσης είναι ξηρό, χωρίς συνοχή, ισότροπο, ομοιογενές και ελαστικά μη παραμορφώσιμο υλικό με σταθερή εσωτερική γωνία τριβής.
- Η πιθανή επιφάνεια ολίσθησης είναι ένα επίπεδο που διέρχεται από τη φτέρνα του τοίχου.
- Ο τοίχος είναι τέτοιου μήκους ώστε να θεωρείται (το μήκος του ) ίσο με άπειρο.
- Απαιτείται επαρκής μετατόπιση του άκαμπτου σώματος για την κινητοποίηση της ενεργού σφήνας στο έδαφος.

Ο υπολογισμός του φορτίου βασίζεται στην ισορροπία των δυνάμεων που ενεργούν στον τριγωνικό μηχανισμό αστοχίας που απεικονίζεται στο σχήμα. Το τριγωνικό πρίσμα αστοχίας σχηματίζεται από τη διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους με τραχύτητα  $\delta$  (γενικά διαφορετική από  $\phi$ ), και από ένα ευθύγραμμο επίπεδο ολίσθησης με γωνία τριβής  $\phi$ , η κλίση του οποίου προκύπτει από τη διαδικασία βελτιστοποίησης (Κλουκίνας 2012) .



1. α) Το πρίσμα αστοχίας β) Πολύγωνο της ισορροπίας των δυνάμεων (Πηγή: <https://dot.ca.gov/>)

Όπως προκύπτει από τα παραπάνω προκειμένου η αντιστηριζόμενη εδαφική μάζα να αναπτύξει ενεργητικές πιέσεις θα πρέπει ο τοίχος να μετακινείται - παραμορφώνεται αρκετά. Ταυτόχρονα θα πρέπει να αναπτύσσεται το εδαφικό πρίσμα που θα ολισθαίνει.

Το έδαφος μετά την σεισμική διέγερση κινείται με μια σεισμική επιτάχυνση (οριζόντια ή και κατακόρυφη) ομοιόμορφη σε όλο του το ύψος, με την ίδια επιτάχυνση να αναπτύσσεται και στον τοίχο. Κατ' αυτόν τον τρόπο αναπτύσσονται οριζόντιες (ή και κατακόρυφες) ψευδοστατικές επιταχύνσεις στο εδαφικό πρίσμα Coulomb ενεργητικής κατάστασης, που έχει δημιουργηθεί. Οι ψευδοστατικές επιταχύνσεις (οριζόντιες  $\alpha_h$  και κατακόρυφες  $\alpha_v$  ) προκύπτουν συναρτήσει της επιτάχυνσης της βαρύτητας ( $g$ ) και του συντελεστή κατακόρυφης, οριζόντιας επιτάχυνσης της εδαφικής σφήνας  $k_v, k_h$ :

$$k_h = \frac{\alpha_h}{g} \rightarrow \alpha_h = g * k_h \quad (1)$$

$$k_v = \frac{\alpha_v}{g} \rightarrow \alpha_v = g * k_v \quad (2)$$

Η συνισταμένη (βαρυτική και σεισμική) ενεργητική ώθηση προκύπτει από τις σχέσεις:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} * K_{AE} * \gamma * h^2 * (1 - k_v) \quad (3)$$

- $\gamma$  = ειδικό βάρος του εδάφους
- $H$  = ύψος τοίχου αντιστήριξης
- $K_{AE}$  = συντελεστής ενεργητικών (σεισμικών και γεωστατικών) εδαφικών ωθήσεων
- $k_v$  = σεισμικός συντελεστής οριζόντιας επιτάχυνσης
- $k_h$  = σεισμικός συντελεστής κατακόρυφης επιτάχυνσης

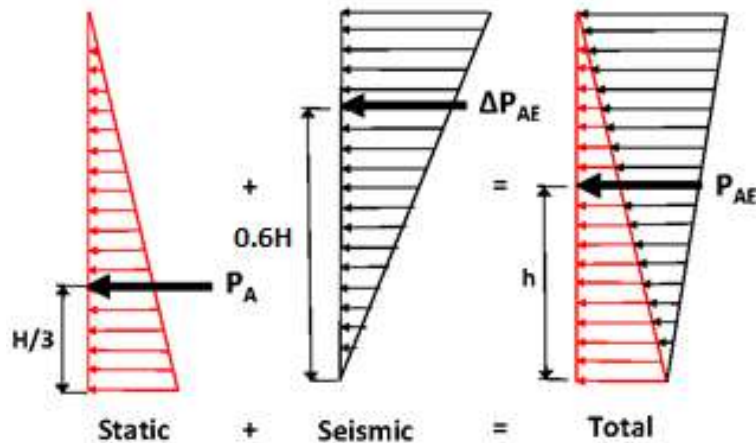
Ο συντελεστής ενεργητικών (σεισμικών και γεωστατικών) εδαφικών ωθήσεων  $K_{AE}$  δίδεται από την σχέση:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \psi_e)}{\cos\psi_e * \cos^2\theta * \cos(\delta + \theta + \psi_e) * \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) * \sin(\varphi - \beta - \psi_e)}{\cos(\delta + \theta + \psi_e) * \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (4)$$

- $\varphi$  = γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους.
- $\theta$  = γωνία της παρειάς του τοίχου ως προς την κατακόρυφο.
- $\beta$  = γωνία που σχηματίζει η επιφάνεια του αντιστηριζόμενου εδάφους με την οριζόντια διεύθυνση.
- $\delta$  = γωνία τριβής της διεπιφάνειας τοίχου και αντιστηριζόμενου εδάφους.
- Η γωνία εφαρμογής της συνισταμένης δύναμης  $\psi_e$  προκύπτει από την σχέση:

$$\psi_e = \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) \quad (5)$$

Η συνολική ενεργητική ώθηση ( $P_{AE}$ ) προκύπτει από την στατική συνιστώσα ( $P_A$ ) και τη δυναμική προσαύξηση ( $\Delta P_{AE}$ ).



2. Κατανομή στατικών, σεισμικών και συνολικών ωθήσεων με χρήση της τροποποιημένης μεθόδου M-O (Πηγή : <https://geotechsimulation.com>)

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE} \quad (6)$$

$$\text{Όπου } P_A \text{ είναι } P_A = \frac{1}{2} * K_{\alpha} * \gamma * h^2 \quad (7)$$

$$\text{και } \Delta P_{AE} = \frac{1}{2} * \left(\frac{3}{4} K_h\right) * \gamma * h^2 \quad (8)$$

Το σημείο εφαρμογής της στατικής συνιστώσας ( $P_A$ ) βρίσκεται σε ύψος  $H/3$  από την βάση του τοίχου ενώ το σημείο εφαρμογής της δυναμικής συνιστώσας ( $\Delta P_{AE}$ ) βρίσκεται σε ύψος  $0.6H$  από την βάση και η συνολική ενεργητική ώθηση ( $P_{AE}$ ) σε ύψος  $h$ . Το ύψος  $h$  για τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό είναι σε ύψος  $0.4$  του  $H$ .

## 4.2. Μέθοδος Seed-Whitman

Η μελέτη των Seed και Whitman επικεντρώθηκε στον παραμετρικό προσδιορισμό της επίδρασης της αλλαγής της γωνίας τριβής της διεπιφάνειας, της γωνίας τριβής του εδάφους, της κλίσης του αντιστηριζόμενου εδάφους και της κατακόρυφης επιτάχυνσης στο μέγεθος της δυναμικής εδαφικής ώθησης. Αντίστοιχα με την Mononobe - Okabe (M-O) κατέληξαν στο ότι η συνολική εδαφική πίεση που δρα σε έναν τοίχο αντιστήριξης προκύπτει από την αρχική γεωστατική ώθηση και τη δυναμική προσαύξηση λόγω της επίδρασης του φυσικού φαινομένου.

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE} \quad (9)$$

Ο συντελεστής ενεργητικών (σεισμικών και γεωστατικών) εδαφικών ωθήσεων υπολογίζεται από:

$$K_{AE} = K_A + \Delta K_{AE} \quad (10)$$

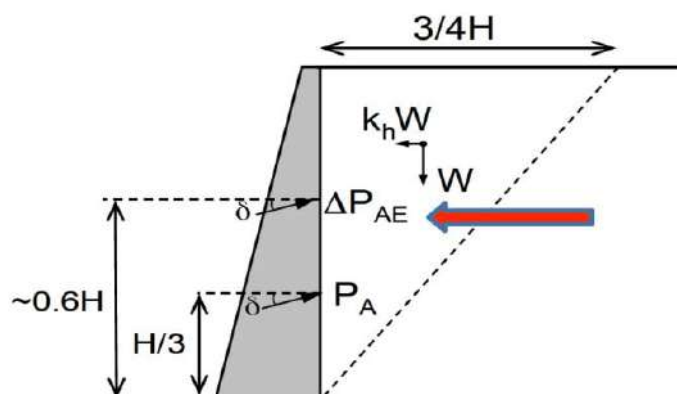
Η μέθοδος των Seed και Whitman αποδίδει μια προσεγγιστική σχέση για τον προσδιορισμό της δυναμικής προσαύξησης ( $\Delta P_{AE}$ ) που είναι:

$$\Delta P_{AE} = \frac{1}{2} * \Delta K_{AE} * \gamma * H^2 * \cos\delta \quad (11)$$

$$\Delta K_{AE} = \frac{3}{4} * a_h \quad (12)$$

Οπότε γίνεται:  $\Delta P_{AE} = \frac{3}{8} * a_h * \gamma * H^2 * \cos\delta$

Επειδή η κατακόρυφη συνιστώσα  $\Delta K_{AE}$  μπορεί να απαλειφθεί διότι η  $K_v$  έχει πολύ μικρή επιρροή στον υπολογισμό της ενεργητικής ώθησης, περίπου 10%, πρότειναν να μειωθεί στο 85% η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση για το σχεδιασμό των τοίχων αντιστήριξης.



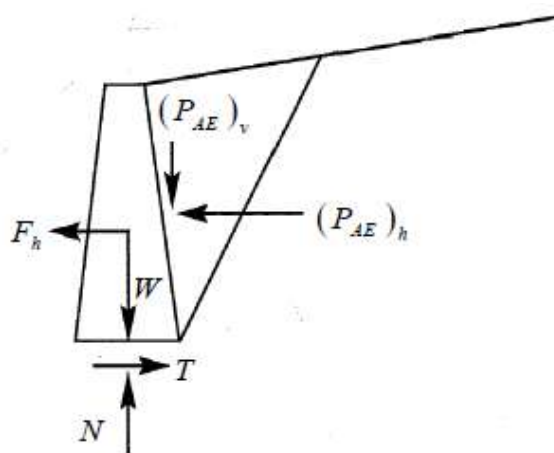
3. Κατανομή δυνάμεων με χρήση μεθόδου Seed and Whitman (Πηγή: Seismic Earth Pressures on Retaining Structures in Cohesionless Soils. Mikola, Sitar 2013)

Το σημείο εφαρμογής της συνολικής ενεργητικής ώθησης βρίσκεται σε ύψος  $h$  από την βάση του τοίχου δίδεται από την σχέση:

$$h = \frac{\frac{P_A * H}{3} + \Delta P_{AE} * (0.6H)}{P_{AE}} \quad (13)$$

### 4.3. Μέθοδος Richards και Elms

Οι Richards & Elms (1979), συσχέτισαν την παραμόρφωση – μετατόπιση του τοίχου με ένα καινούριο μέγεθος την επιτάχυνση διαρροής, βασιζόμενοι στο προσομοίωμα του ολισθαίνοντος πρίσματος του Newmark (1965). Το προσομοίωμα των Richards & Elms περιλαμβάνει μια δύσκαμπτη σφήνα (ως μέρος της εδαφικής μάζας) και τον τοίχο αντιστήριξης, τα οποία δύνανται να ολισθαίνουν επι του εδάφους.



4. Το προσομοίωμα των Richards & Elms περιλαμβάνει μια δύσκαμπτη και τον τοίχο αντιστήριξης (Πηγή: <https://dot.ca.gov/>)

Κατά την σεισμική διέγερση στο σύστημα τοίχος-εδαφική μάζα αναπτύσσονται αδρανειακές δυνάμεις όπως φαίνονται στο σχήμα 4. Το μέγεθος της επιτάχυνσης που απαιτείται προκειμένου το σύστημα να ολισθήσει στη βάση του είναι αυτή η οριακή επιτάχυνση που καλείται επιτάχυνση διαρροής και υπολογίζεται από τον τύπο:

$$a_y = \left[ \tan \varphi_b - \frac{P_{AE} * \cos(\delta + \theta) - P_{AE} * \sin(\delta + \theta)}{W} \right] * g \quad (14)$$

Όπου

- $W$  = το βάρος του τοίχου
- $\varphi_b$  = η γωνιά τριβής τοίχου βάσης.
- $\theta$  = η γωνία της παρειάς του τοίχου ως προς την κατακόρυφο,
- $\delta$  = η γωνία τριβής στη διεπιφάνεια τοίχου και αντιστηριζόμενου εδάφους

Οι Richards & Elms (1979) κατέληξαν στην παρακάτω εξίσωση που είναι περιβάλλουσα των μετακινήσεων του τοίχου:

$$d_{perm} = 0.087 * \frac{v_{max}^2 * a_{max}^3}{a_y^4} \quad (15)$$

όπου

- $a_{max}$  = η μέγιστη επιτάχυνση και ταχύτητα της βάσης
- $v_{max}$  = η μέγιστη ταχύτητα της βάσης
- $a_y$  = η κρίσιμη επιτάχυνση ολίσθησης

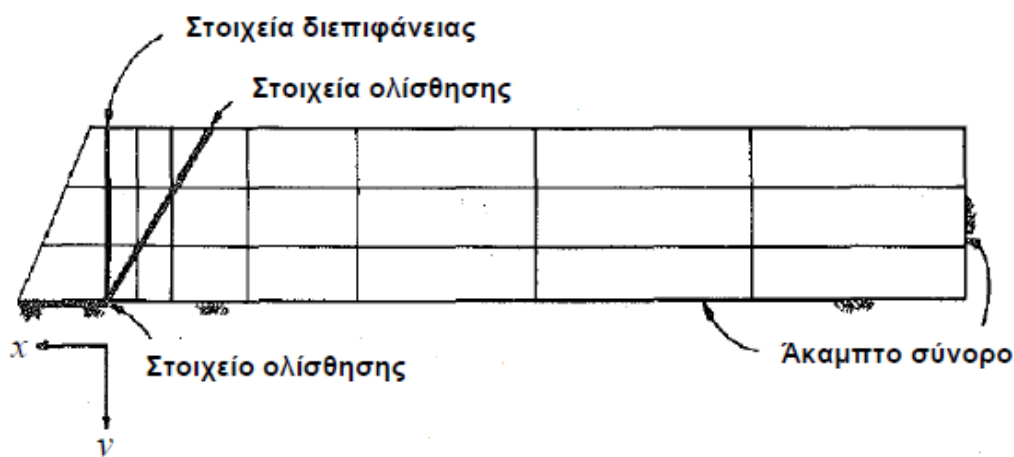
Η έρευνα των R-E οδήγησε στον προσδιορισμό των παραγόντων που επηρεάζουν (και το βαθμό που αυτοί επηρεάζουν) την συνισταμένη ενεργητική δύναμη που δρα στον τοίχο κατά την σεισμική διέγερση. Η επιρροή της κατακόρυφης επιτάχυνσης  $a_v$ , όπως και η γωνία τριβής στην διεπιφάνεια τοίχου - εδάφους  $\delta$  είναι σχετικά μικρή, πολύ δε περισσότερο όταν το σεισμικό φαινόμενο έχει μεγάλη ένταση. Αντίθετα η γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους  $\phi$  αλλά και η κλίση τής επιφάνειας της εδαφικής μάζας έχουν πολύ μεγάλη επιρροή.

Σύμφωνα με τον Ψαρρόπουλο (2000) παρατηρήθηκε ότι μείωση  $5^\circ$  τής  $\phi$  συνεπάγεται 30% αύξηση τής δυναμικής ώθησης (για οριζόντια επιφάνεια εδάφους) ενώ μία επιφανειακή κλίση  $i = 10^\circ$  για  $a_h = 0.3$  σχεδόν διπλασιάζει την δυναμική ώθηση.

#### 4.4. Nadim & Whitman (1983)

Η πρόταση των Nadim and Whitman (1983) είναι η σημαντικότερη των ανελαστικών μεθόδων που στην επίλυση συμμετέχει το έδαφος ως ανελαστικό μέσο προτού αυτό έρθει σε συνθήκες οριακής ισορροπίας. Ο στόχος της μεθόδου είναι να υπολογιστεί η επιρροή της ενίσχυσης της εδαφικής μετατόπισης στη δημιουργία των μόνιμων παραμορφώσεων του τοίχου αντιστήριξης.

Για τους υπολογισμούς τους χρησιμοποίησαν ένα προσομοίωμα δυο διαστάσεων πεπερασμένων στοιχείων, το οποίο παραμορφώνεται στο επίπεδο του άξονα  $\gamma$ - $\gamma$  και μεταξύ της διεπιφάνειας τοίχου – εδάφους. Το προσομοίωμα περιορίζεται με άκαμπτα σύνορα.

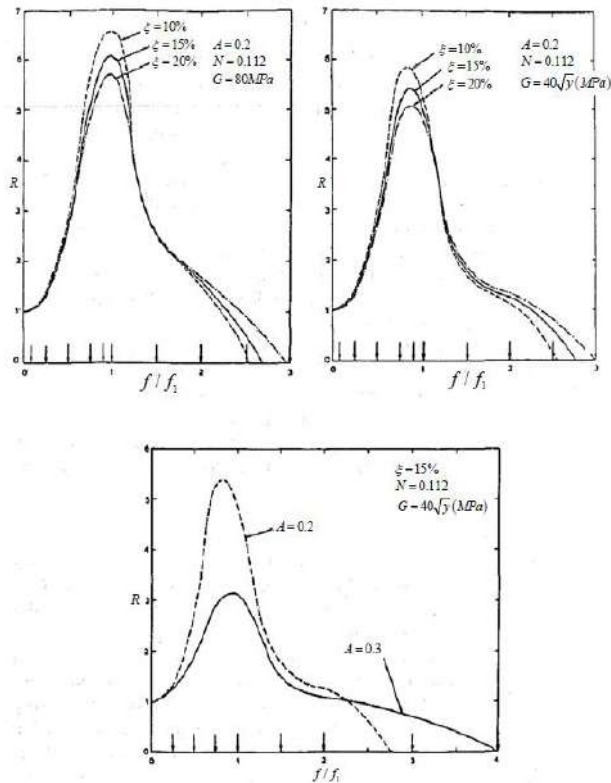


5. Το προσομοίωμα των Nadim and Whitman (1983)

Τα πεπερασμένα στοιχεία ολίσθησης προσομοιώνουν τις επιφάνειες αστοχίας του αντιστηριζόμενου εδάφους και τις διεπιφάνειες τοίχου-εδάφους. Η σχετική εφαπτομενική κίνηση κατά τη διεύθυνση αυτών των στοιχείων γίνεται μόλις η διατμητική τάση γίνει ίση με τη διατμητική αντοχή των εν λόγω επιφανειών (Παπαζαφειρόπουλος, 2010).

Από την ανάλυση προέκυψαν διαγράμματα που παρουσιάζουν τις μόνιμες παραμορφώσεις του τοίχου υπό την επίδραση της ενίσχυσης της εδαφικής κίνησης σε διαφορετικές συχνότητες διέγερσης, μέγιστες ταχύτητες (V), επιταχύνσεις (A) και συντελεστές κρίσιμης απόσβεσης (μεταξύ 10% και 20%). Οι παραμορφώσεις εμφανίζονται στα διαγράμματα που ακολουθούν.

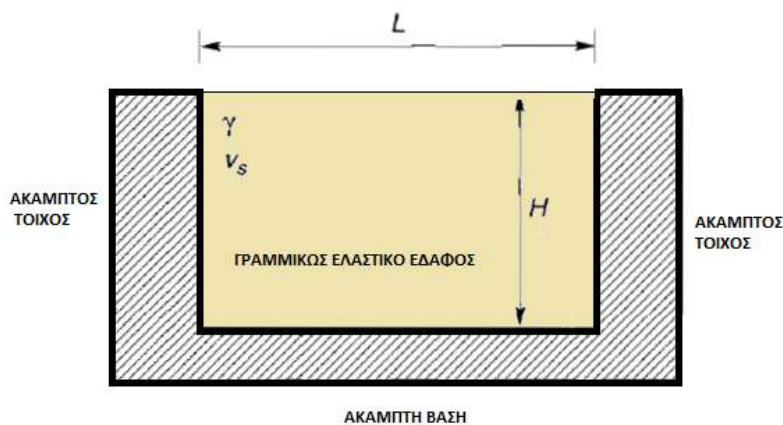




6. Η Επιρροή της εδαφικής ενίσχυσης στις παραμορφώσεις του τοίχου αντιστήριξης (των Nadim & Whitman, 1983).

#### 4.5. Wood (1973)

Ο Wood (1973) παρουσίασε λύσεις σχετικά με την απόκριση ενός ομοιογενούς γραμμικού ελαστικού εδάφους που περιορίζεται ανάμεσα σε δυο άκαμπτους τοίχους που στο κάτω μέρος τους συνδέονται με μια άκαμπτη βάση όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα 8.

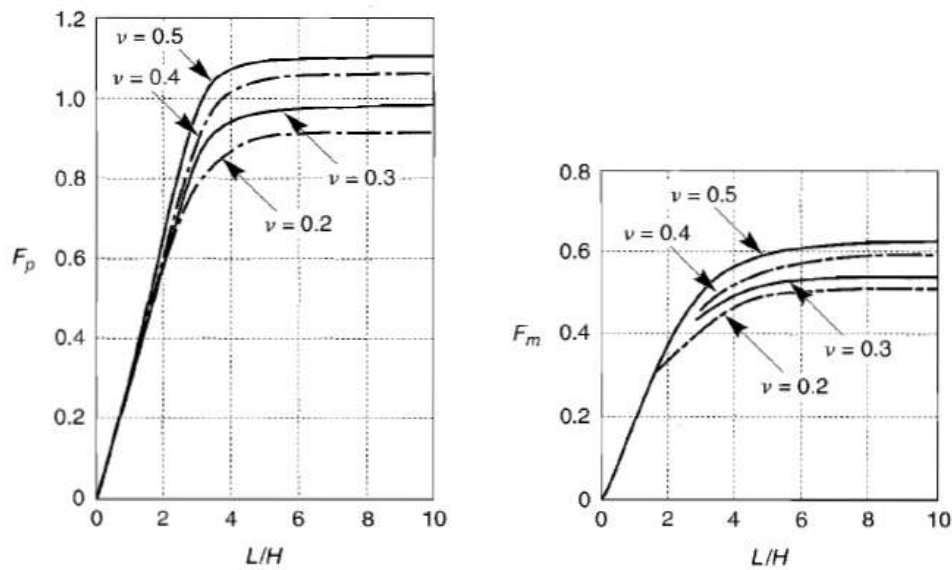


7. Προσομοίωμα Wood

Θεωρείται ότι οι δύο τοίχοι απέχουν μεταξύ τους ικανή απόσταση ώστε οι ωθήσεις στον ένα τοίχο δε θα επηρεαστούν από την παρουσία του άλλου (δηλαδή δεν θα υπάρχει αντανάκλαση – ενίσχυση των ωθήσεων).

Ο Wood έδειξε ότι η δυναμική ενίσχυση είναι αμελητέα για εδαφική διέγερση χαμηλής συχνότητας, δηλαδή όταν ο λόγος  $\omega/\omega_1$  είναι μικρότερος του 0.5, όπου  $\omega$  είναι η κυκλική συχνότητα της αρμονικής διέγερσης και  $\omega_1$  η πρώτη κυκλική ιδιοσυχνότητα του αντιστηριζόμενου εδάφους (Ψαρρόπουλος 2000). Γι' αυτό το εύρος συχνοτήτων, οι πιέσεις των τοίχων δύναται να προσδιοριστούν με την ελαστική λύση θεωρώντας ότι εφαρμόζεται σε όλο το έδαφος μια ομοιόμορφη, σταθερή, οριζόντια επιτάχυνση  $k_h$ .

Για λείους άκαμπτους τοίχους, ο Wood (1973) εξέφρασε τη δυναμική ώθηση και τη δυναμική ροπή ανατροπής (ως προς τη βάση του τοίχου) συναρτήσει του  $k_h$  και των  $F_p$  και  $F_m$  που είναι αδιάστατοι δυναμικοί συντελεστές. Οι  $F_p$  και  $F_m$  λαμβάνονται από διαγράμματα και εξαρτώνται από τον λόγο μήκους προς πλάτους και τον λογο Poisson όπως στα σχήματα που ακολουθούν.



8. Διαγράμματα συντελεστών  $F_p$  και  $F_m$  για διάφορες διαστάσεις  $L/H$  και λόγο Poisson. (Wood 1973)

Οι εξισώσεις που παρουσίασε ο Wood για τον υπολογισμό των δυναμικών ωθήσεων και των δυναμικών ρομών ανατροπής είναι οι παρακάτω:

$$\Delta P_{eq} = \gamma * H^2 * k_h * F_p \quad (16)$$

και

$$\Delta M_{eq} = \gamma * H^3 * k_h * F_m \quad (17)$$

Όπου  $k_h$  είναι  $k_h = \alpha_h/g$ .

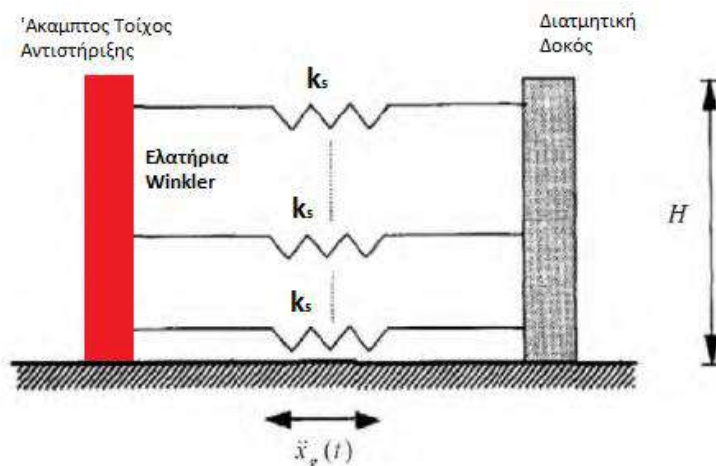
Το σημείο εφαρμογής της δυναμικής ώθησης βρίσκεται στο ύψος (πάνω από τη βάση του τοίχου):

$$h_{eq} = \frac{\Delta P_{eq}}{\Delta M_{eq}} \quad (18)$$

#### 4.6. Scott (1973)

Ο Scott χρησιμοποίησε μια μονοδιάστατη διατμητική δοκό που συνδέεται με τον τοίχο μέσω ελατηρίων τύπου Winkler, ώστε να προσομοιώσει τις σεισμικές δράσεις του

αντιστηριζόμενου εδάφους. Η μετέπειτα μελέτη των Veletsos & Younan (1994) καταλήγει στο συμπέρασμα ότι το προσομοίωμα του Scott δεν περιγράφει ικανοποιητικώς την απόκριση του συστήματος και μπορεί να οδηγήσει σε σημαντικά σφάλματα (Ψαρρόπουλος 2000). Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι στη παραπάνω προσομοίωση, δε λαμβάνονται υπόψη η επίδραση της απόσβεσης αλλά και οι διατμητικές δυνάμεις, με αποτέλεσμα, το σύστημα να μην είναι αξιόπιστο.



9. Το προσομοίωμα του Scott

Παρ' όλα αυτά ενώ για υψηλές τιμές της συχνότητας το τροποποιημένο προσομοίωμα του Scott δίνει σαφώς καλύτερα αποτελέσματα από το αρχικό του Scott (1973), αντιθέτως οδηγεί σε μη αποδεκτά αποτελέσματα στην περιοχή των χαμηλών συχνοτήτων (Παπαζαφειρόπουλος, 2010). Ο Scott προσδιόρισε το σημείο εφαρμογής των δυναμικών πιέσεων του εδάφους στο  $0,63H$  πάνω από την βάση του τοίχου. Η ακαμψία του ελατηρίου ανά μονάδα μήκους του τοίχου είναι:

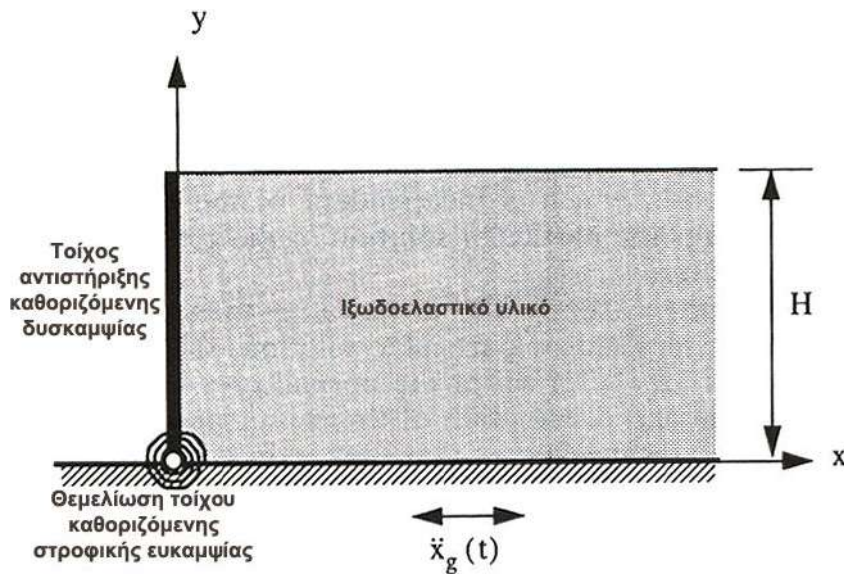
$$k_s = \frac{0.8 * (1 - \nu) * G}{(1 - 2 * \nu) * H} \quad (19)$$

#### 4.7. Veletsos & Younan (1994, 1997)

Οι Veletsos & Younan ερεύνησαν περαιτέρω τις δυναμικές πιέσεις του εδάφους στο πεδίο των μικρών μετατοπίσεων, όπου το έδαφος υποτίθεται ότι συμπεριφέρεται ελαστικά. Στην προσέγγισή τους εξέτασαν την ευελιξία και την περιστροφή της βάσης του τοίχου. Τα αποτελέσματα της έρευνάς τους έδειξαν ότι πρέπει να αναμένονται μικρότερες δυναμικές πιέσεις εάν αυξηθεί η υποχώρηση του τοίχου ως προς την ελαστικότητα κάμψης και την περιστροφή της βάσης. Με την έρευνα τους παρείχαν πίνακες με τις υπολογιζόμενες διατμητικές δυνάμεις και ροπές λόγω των πιέσεων του εδάφους, όταν στο σύστημα (τοίχος-έδαφος) υποβάλλεται σε οριζόντια δυναμική μετατόπιση, καθώς και το σημείο εφαρμογής αυτών των δυνάμεων.

Στο προσομοίωμα που ερευνήσαν (βλέπε στο παρακάτω σχήμα 11) το έδαφος προσομοιώθηκε ως μία ομοιογενής ιξωδοελαστική στρώση, σταθερής πυκνότητας και άπειρης έκτασης στην οριζόντια διεύθυνση, ενώ ο τοίχος προσομοιώθηκε ως στοιχείο δοκού

καθοριζόμενης ευκαμψίας. Η βάση του τοίχου και της εδαφικής στρώσης θεωρείται ότι διεγείρονται από χωρικά σταθερή οριζόντια κίνηση (Σταθοπούλου 2005).



10. Το προσομοίωμα των Veletsos & Younan

Η κατανομή των ωθήσεων του εδάφους που προκύπτουν από την εδαφική διέγερση προσδιορίζονται ως συναρτήσεις δύο αδιάστατων παραμέτρων. Οι δύο αδιάστατοι αυτοί συντελεστές  $d_w$  και  $d_\theta$  περιγράφουν τη σχετική δυσκαμψία μεταξύ του τοίχου και του συγκρατούμενου εδάφους και της σχετικής στροφικής ευκαμψίας στη βάση του τοίχου αντιστήριξης και δίνονται από τους παρακάτω τύπους.

Ο συντελεστής σχετικής δυσκαμψίας του τοίχου:

$$d_w = \frac{G * H^3}{D_w} \quad (20)$$

Όπου:

$G$ = Το μέτρο διάτμησης του τοίχου (kPa)

$H$ = Το ύψος του τοίχου αντιστήριξης (m).

Και  $D_w$  είναι το μέγεθος, όπου εκφράζει τη δυσκαμψία του τοίχου ανά μονάδα μήκους του και δίδεται από τον τύπο:

$$D_w = \begin{cases} \frac{E_w * t_w^3}{12 * (1 - \nu_w^2)} & \text{αν ο τοίχος συμπεριφέρεται σαν άκαμπτη πλάκα} \\ \frac{E_w * t_w^3}{12} & \text{αν ο τοίχος συμπεριφέρεται σαν δοκός} \end{cases} \quad (21)$$

Όπου:

$E_w$  = Το μέτρο ελαστικότητας του τοίχου

$t_w$  = Το πάχος του τοίχου αντιστήριξης (m)

$\nu_w$  = Ο λόγος Poisson για τον τοίχο αντιστήριξης

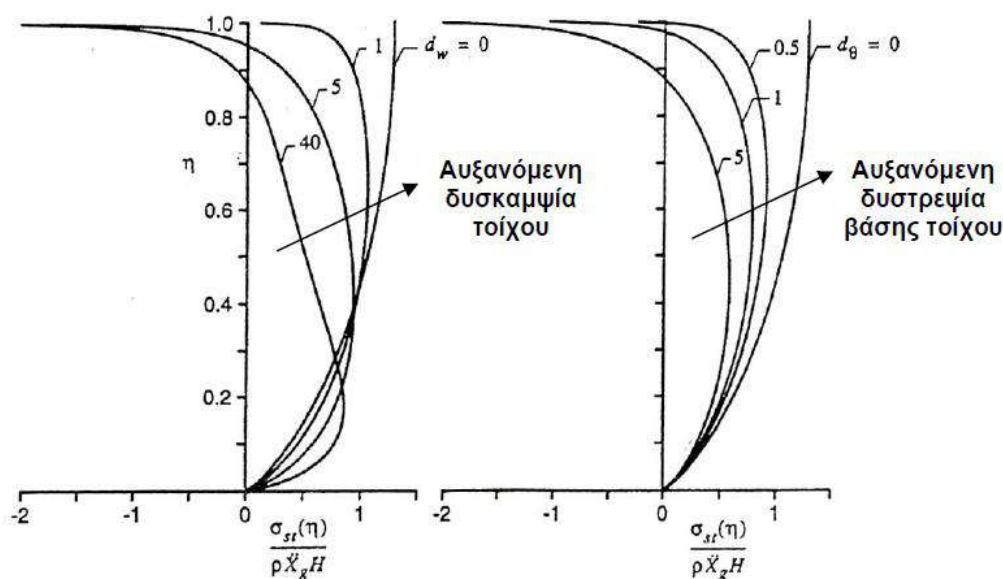
Ο συντελεστής στροφικής δυσκαμψίας του ελατηρίου:

$$d_\theta = \frac{G * H^2}{R_\theta} \quad (22)$$

Όπου:

$R_\theta$  = στροφικό ελατήριο δυσκαμψίας.

Οι Veletsos & Younan παρουσίασαν διαγράμματα κατανομής εδαφικών ωθήσεων σε συστήματα τοίχων αντιστήριξης-εδάφους για διαφορετικές τιμές  $d_w$  και  $d_\theta$  και για  $\nu_w = 1/3$  τα οποία παρουσιάζονται παρακάτω.



11. Διαγράμματα κατανομής εδαφικών ωθήσεων (Veletsos & Younan, 1994, 1997)

Όπου:

$\sigma_{st}$  = δυναμική συνιστώσα των εδαφικών ωθήσεων,  
 $\eta$  = κανονικοποιημένο ύψος από τη βάση του τοίχου,  
 $\rho$  = πυκνότητα του εδαφικού υλικού,  
 $H$  = ύψος του τοίχου,  
 $\ddot{X}_g$  = επιτάχυνση βάσης.

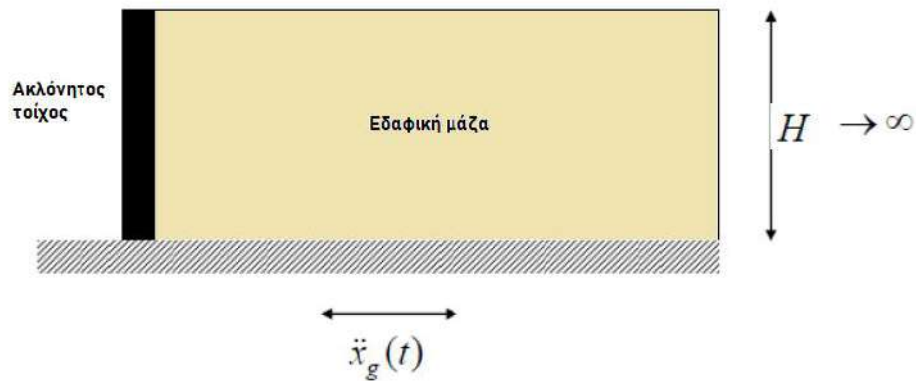
Ο Ψαρρόπουλος (2005) επαλήθευσε μέσω αριθμητικής ανάλυσης (με τη χρήση του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS) τα αποτελέσματα των Veletsos and Younan. Από την αρχική μελέτη των Veletsos and Younan (1994, 1997) διαφοροποιήθηκε όσον αφορά δύο βασικές παραδοχές :

- Κατά την οριζόντια διέγερση αναπτύσσονται στην εδαφική μάζα κατακόρυφες ορθές τάσεις.
- Ο τοίχος διαθέτει μάζα ανά μονάδα επιφάνειας ίση με  $\mu_w = 25Kn/m^2$

Στα συμπεράσματα της επαλήθευσης προέκυψε ότι όσον αφορά στην κατανομή των σεισμικών εδαφικών ωθήσεων για διάφορες τιμές των συντελεστών σχετικής δυσκαμψίας, υπάρχει συμφωνία αποτελεσμάτων σε κάθε συνδυασμό των  $d_w$  και  $d_\theta$ . Απόκλιση παρατηρείται μόνο για τις τιμές στην κορυφή, κυρίως για την περίπτωση των άκαμπτων τοίχων.

#### 4.8. Matsuo και Ohara (1960)

Το προσομοίωμα των Matsuo & Ohara (1960) συντίθεται από έναν ακλόνητο λείο τοίχο αντιστήριξης και μια ημιάπειρη ελαστική εδαφική μάζα που αντιστηρίζεται επ' αυτού και εδράζονται επι άκαμπτης βάσης όπως φαίνεται στο σχήμα 13.



12. Το προσομοίωμα των Matsuo & Ohara (1960)

Μελέτησαν δυο διαφορετικές εκδοχές του προβλήματος, που διαφοροποιούνται ως προς την κατακόρυφη σχετική μετατόπιση  $v$ , όπου στην πρώτη είναι μηδέν και στη δεύτερη αναπτύσσεται χωρίς αντίσταση. Οι εδαφικές ωθήσεις στον τοίχο δίνονται από την παρακάτω σχέση:

$$\sigma_x = -\gamma * H * A * \frac{8}{\pi^2} * \sqrt{\frac{2 * (1 - \nu)}{1 - 2 * \nu}} * \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{(2 * n - 1)^2} * \sin \frac{(2 * n - 1) * \pi * y}{2 * H} \quad (23)$$

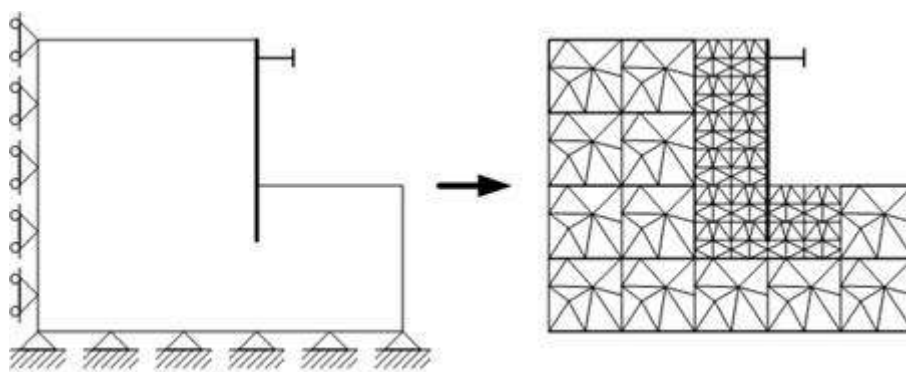
Τελικά προκύπτει ότι οι τάσεις που αναπτύσσονται στη πρώτη εκδοχή είναι μεγαλύτερες από τις τάσεις της δεύτερης και ειδικότερα στην περίπτωση με λόγο Poisson  $\nu = 0.3$  η διαφορά είναι της τάξης του 10%.

## 5. Η Μέθοδος των Πεπερασμένων Στοιχείων

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων είναι μια από τις πιο ισχυρές μεθόδους αριθμητικής ανάλυσης για τη μελέτη των κατασκευών, με μεγάλο αριθμό εφαρμογών. Μπορεί να χρησιμοποιηθεί όχι μόνο για αναλύσεις που γίνονται στο ελαστικό πεδίο αλλά και για μη-γραμμικά προβλήματα και δυναμική συμπεριφορά. Αποτελεί αξιόπιστη μέθοδο ανάλυσης, με την οποία παρέχεται η δυνατότητα ρεαλιστικής απεικόνισης της συμπεριφοράς υπό διάφορες συνθήκες φόρτισης ιδιαίτερα σύνθετων κατασκευών, όπως είναι και τα έργα αντιστηρίξεων. Στο παρόν κεφάλαιο θα παρουσιαστεί συνοπτικά η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων αλλά και η εφαρμογή της στην ανάλυση γεωτεχνικών προβλημάτων.

### 5.1. Βασικές Έννοιες

Η βασική έννοια της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων είναι, όπως και στη μητρική ανάλυση, η δυνατότητα προσομοίωσης ενός συστήματος με συστατικά στοιχεία τα οποία συνδέονται σε έναν πεπερασμένο αριθμό κόμβων (διακριτοποίηση). Με αυτόν τον τρόπο είναι δυνατή η μετατροπή ενός συνεχούς μέσου, το οποίο μπορεί να είναι και ανομοιογενές, σε ένα διακριτό μέσο που αποτελείται από μικρότερα στοιχεία, με ακόμα και διαφορετικές μηχανικές ιδιότητες το καθένα, και τα οποία αλληλοεπιδρούν μέσω των κοινών κόμβων (Σχήμα 1).



1. Παράδειγμα διακριτοποίησης γεωτεχνικού προβλήματος. (Πηγή;  
<https://ceae.colorado.edu/~sture/plaxis/slides/>)

Η διακριτοποίηση ενός μέσου σε απλούστερα στοιχεία έχει πολλά πλεονεκτήματα. Με τον τρόπο αυτό μπορούν να περιγραφούν σύνθετες γεωμετρικές μορφές, να ληφθούν υπόψη διαφορετικές ιδιότητες υλικού ή, με τη χρήση μικρότερων στοιχείων σε ορισμένες περιοχές,



να δοθεί βάρος στη λεπτομερέστερη περιγραφή τους και τον υπολογισμό τοπικών φαινομένων.

Η συμπεριφορά των στοιχείων καθορίζεται από συναρτήσεις οι οποίες ορίζουν τον τρόπο μεταβολής των τάσεων ή των μετατοπίσεων στο εσωτερικό τους. Για να επιτευχθεί ακριβής λύση ενός συγκεκριμένου προβλήματος στη διακριτοποιημένη μορφή του, θα πρέπει να ικανοποιούνται οι συνθήκες ισορροπίας και γεωμετρικής συμβιβαστότητας στο εσωτερικό των στοιχείων αλλά και στα σύνορά τους.

Η ακρίβεια της μεθόδου αυξάνεται όσο αυξάνεται ο αριθμός των στοιχείων, και πιο συγκεκριμένα των κόμβων. Καθώς, όμως, αυξάνεται ο αριθμός των στοιχείων, τόσο αυξάνονται ο χρόνος υπολογισμού και το κόστος. Σε πολλές περιπτώσεις, προκειμένου να αποκτηθεί ακριβέστερη εικόνα της τοπικής συμπεριφοράς, όπως για παράδειγμα σε συγκεντρώσεις τάσεων ή κοντά στο σημείο εφαρμογής του εξωτερικού φορτίου, πραγματοποιείται βαθμιαία μεταβολή του μεγέθους των στοιχείων. Αυτή η βαθμιαία μεταβολή του μεγέθους των στοιχείων αποτελεί έναν εφικτό τρόπο ελάττωσης του κόστους χωρίς να μειωθεί ακρίβεια της λύσης του προβλήματος.

Συνεπώς, λοιπόν, απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή κατά την υποδιαίρεση (διακριτοποίηση) του προς ανάλυση μέσου, καθώς επίσης και κατά την επιλογή της συνάρτησης που περιγράφει τη συμπεριφορά στο εσωτερικό του κάθε στοιχείου, προκειμένου να επιτευχθεί η βέλτιστη σχέση αξιοπιστίας αποτελεσμάτων και κόστους επίλυσης.

Η μέθοδος των Πεπερασμένων στοιχείων οροθετείται από 5 βασικά στάδια που είναι τα εξής:

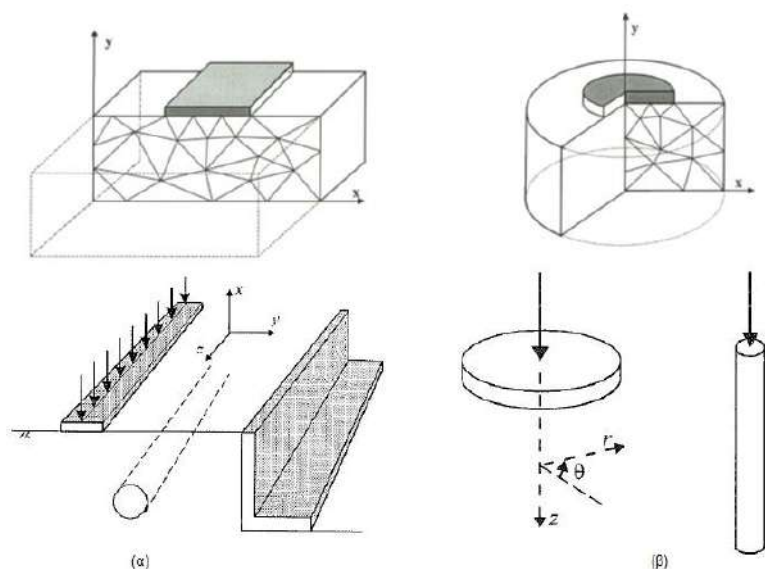
1. προσομοίωση της κατασκευής με ένα σύνολο στοιχείων και διακριτοποίηση σε πεπερασμένα στοιχεία
2. επιλογή των συναρτήσεων παρεμβολής
3. κατάστρωση εξισώσεων σε επίπεδο πεπερασμένου στοιχείου
4. κατάστρωση εξισώσεων σε καθολικό επίπεδο
5. επίλυση με υπολογισμό των κύριων και δευτερογενών αποτελεσμάτων και ερμηνεία αυτών, με βάση τις δεδομένες παραδοχές του προβλήματος

## **5.2. Προσομοίωση και Διακριτοποίηση Γεωμετρικού Προσομοιώματος**

Οι πραγματικές κατασκευές λειτουργούν υπό συνθήκες οι οποίες δύσκολα προσομοιώνονται με μαθηματικές εξισώσεις. Επομένως, η ικανότητα του μελετητή έγκειται στην κατανόηση του προβλήματος, στον προσδιορισμό εκείνων των χαρακτηριστικών της συμπεριφοράς που κυριαρχούν και στην απόδοσή τους με επαρκή ακρίβεια. Επίσης, θα πρέπει να εξετάζεται η δυνατότητα χρήσης απλουστευτικών παραδοχών ως προς τη συμπεριφορά της κατασκευής και αντίστοιχα της προσομοίωσής της, προκειμένου να μειωθεί ο χρόνος της υπολογιστικής ανάλυσης αλλά και να περιοριστούν τα πιθανά σφάλματα κατά την εκπόνηση και αξιολόγηση της μελέτης.

Όσον αφορά στην προσομοίωση προβλημάτων με διδιάστατο προσομοίωμα, η ανάλυση μπορεί να γίνει με τη μόνωση είτε διδιάστατων προσομοιωμάτων πεπερασμένων στοιχείων με επίπεδη παραμόρφωση (plane strain model) είτε διδιάστατων αξονοσυμμετρικών προσομοιωμάτων (axisymmetric model) (Σχήμα 2).

Συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης χρησιμοποιούνται για ανάλυση κατασκευών (π.χ. ανάλυση τοίχων αντιστήριξης και συνεχούς θεμελίωσης, έλεγχος ευστάθειας πρανούς) με ομοιόμορφη διατομή και αντίστοιχη κατάσταση τάσεων και φορτίσεων για ένα συγκεκριμένο μήκος κάθετα στο επίπεδο ( $z$  διεύθυνση), όπου οι παραμορφώσεις και οι μετακινήσεις θεωρούνται μηδενικές.



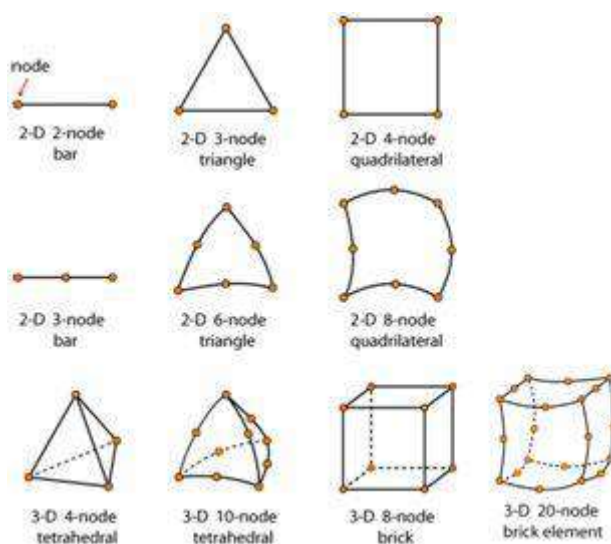
2. Παραδείγματα (α) προσομοιώματος με επίπεδη παραμόρφωση (plane strain model) και (β) αξονοσυμμετρικού προσομοιώματος (axisymmetric model).

(Πηγή: finite element analysis in geotechnical engineering, Potts & Zdravkovic)

Τα δισδιάστατα αξονοσυμμετρικά προσομοιώματα χρησιμοποιούνται για κυκλικές κατασκευές (π.χ. κυκλική θεμελίωση ή μεμονωμένος πάσσαλος) με ομοιόμορφη ακτινική διατομή και φόρτιση γύρω από ένα κεντρικό άξονα, όπου η κατάσταση παραμορφώσεων και τάσεων θεωρούνται ταυτόσημες σε κάθε ακτινική διεύθυνση.

Η επιλογή των κατάλληλων πεπερασμένων στοιχείων απαιτεί κατανόηση της συμπεριφοράς της κατασκευής αλλά και των διατιθέμενων στοιχείων. Η βασική διάκριση μεταξύ των διαφορετικών τύπων πεπερασμένων στοιχείων αφορά τη μορφή και τις διαστάσεις στις οποίες αυτά αναπτύσσονται.

Τα πεπερασμένα στοιχεία είναι συνήθως τετράπλευρα ή τριγωνικά και οι κόμβοι συνήθως βρίσκονται στα άκρα. Ο απλούστερος τύπος που συνήθως χρησιμοποιείται είναι τα γραμμικά στοιχεία, ακολουθούν τα επιφανειακά στοιχεία, ενώ περισσότερο σύνθετα είναι τα χωρικά στοιχεία. Εάν δεν υπάρχει ιδιαίτερος λόγος, η διακριτοποίηση πραγματοποιείται με πεπερασμένα στοιχεία κανονικού σχήματος. Η τεχνική των ισοπαραμετρικών πεπερασμένων στοιχείων δίνει τη δυνατότητα χρήσης άλλων μη κανονικών σχημάτων. Με αυτόν τον τρόπο μπορούν να χρησιμοποιηθούν πεπερασμένα στοιχεία με καμπύλες πλευρές και κυρτές έδρες που προσομοιώνουν καλύτερα τη γεωμετρία του προβλήματος. Σε αυτή την περίπτωση όμως, δεν αρκούν μόνο οι κόμβοι στις κορυφές αλλά απαιτούνται και ενδιάμεσοι κόμβοι στις πλευρές και τις έδρες του κάθε πεπερασμένου στοιχείου (Εικόνα 3).



3. Παραδείγματα τύπων πεπερασμένων στοιχείων (Πηγή:

<https://www.doitpoms.ac.uk/tpl/fem/node.php>)

Κάθε κόμβος έχει κάποιες δυνατότητες μετατόπισης, οι οποίες ονομάζονται βαθμοί ελευθερίας της κίνησης. Στα τριδιάστατα πεπερασμένα στοιχεία, κάθε κόμβος έχει τρεις βαθμούς ελευθερίας, στα διδιάστατα δύο και στα δικτυώματα έναν. Η γεωμετρία, ο αριθμός των κόμβων του στοιχείου και οι ελευθερίες κίνησης σε κάθε κόμβο, δεν είναι συγκεκριμένες αλλά ποικίλουν ανάλογα με τις επιλογές που γίνονται στην κάθε ανάλυση. Συνεπώς, θα πρέπει να καθοριστεί η διάταξη των κόμβων που ταιριάζει με τα πεπερασμένα στοιχεία που επιλέχθηκαν και που διασφαλίζει επαρκή διακριτοποίηση για το ζητούμενο βαθμό ακρίβειας.

Η διακριτοποίηση διέπεται από ορισμένους θεμελιώδεις κανόνες, η παράβαση των οποίων οδηγεί σε αριθμητική αστοχία. Αυτοί είναι οι ακόλουθοι:

- τα μόνα κοινά σημεία μεταξύ δύο στοιχείων είναι αυτά της συνοριακής επιφάνειάς τους
- η συναρμολόγηση των στοιχείων πρέπει να οδηγεί ακριβώς στη μόρφωση της περιοχής αυτής
- η αρχή και η φορά αρίθμησης των κόμβων ενός στοιχείου πρέπει να είναι ίδια για όλα τα ομοειδή στοιχεία

### 5.3. Επιλογή Συναρτήσεων Παρεμβολής

Σε αυτό το βήμα επιλέγεται εκ των προτέρων η γενική μορφή της λύσης εντός κάθε πεπερασμένου στοιχείου. Η ζητούμενη συνάρτηση ορίζεται ανεξάρτητα μέσα σε κάθε πεπερασμένο στοιχείο, συναρτήσει των τιμών που παίρνει σε κάθε κόμβο.

Στη γενική περίπτωση η άγνωστη συνάρτηση  $U(x)$ , αναλύεται σε συνιστώσες ως εξής:

$$\{U\} = [N]\{q\} \quad (1)$$

, όπου  $[N]$  : το μητρώο συναρτήσεων παρεμβολής

$q$  : η ακριβής τιμή σε κάθε κόμβο παρεμβολής  $n$

Οι διαστάσεις των μητρώων είναι:

$U$  : [αριθμός αγνώστων ανά κόμβο]

$N$  : [αριθμός αγνώστων ανά κόμβο] x [(αριθμός αγνώστων ανά κόμβο) x (αριθμός κόμβων)]

$q$  : [(αριθμός αγνώστων ανά κόμβο) x (αριθμός κόμβων)]

Η μορφή των μητρώων παρεμβολής  $[N]$ , ανάλογα με τον αριθμό των βαθμών ελευθερίας και τον αριθμό των κόμβων μπορεί να είναι γραμμική, τετραγωνική ή ακόμα και κυβική όταν επιδιώκεται ιδιαίτερα υψηλή ακρίβεια.

Η αντιστοιχία των πραγματικών στοιχείων με το στοιχείο αναφοράς είναι δυνατή μέσω των συναρτήσεων μορφής (shape functions), οι οποίες μπορούν να διατυπωθούν με οποιαδήποτε μαθηματική μορφή. Στην πράξη χρησιμοποιείται η πολυωνυμική, καθώς η μορφή αυτή είναι αρκετά απλή για να παραγωγηθεί και να ολοκληρωθεί. Επομένως, όσο υψηλότερου βαθμού είναι τα πολυώνυμα, τόσο πιο κοντά στην πραγματική λύση βρίσκεται η ανάλυση. Ωστόσο όμως η αύξηση του βαθμού του πολυωνύμου συνεπάγεται και αύξηση των υπολογισμών που πρέπει να πραγματοποιηθούν για την ανάλυση του προσομοιώματος. Όταν οι συναρτήσεις μορφής ταυτίζονται με τις συναρτήσεις παρεμβολής (interpolation functions), τα στοιχεία αποκαλούνται ισοπαραμετρικά.

#### **5.4. Κατάστρωση Εξισώσεων σε Επίπεδο Πεπερασμένου Στοιχείου και σε Καθολικό Επίπεδο**

Ακολούθως, γίνεται η μετατροπή της διαφορικής εξίσωσης που διέπει το πρόβλημα σε ένα σύστημα γραμμικών εξισώσεων στο επίπεδο του κάθε πεπερασμένου στοιχείου.

Οι μέθοδοι οι οποίες έχουν επικρατήσει κατατάσσονται σε δύο βασικές ομάδες, οι οποίες βασίζονται στη θεωρία των μεταβολών (theory of variations) και στη θεωρία των σταθμικών ή σταθμισμένων υπολοίπων (theory of weighted residuals). Η μέθοδος του Galerkin ανήκει στην γενική κατηγορία των σταθμικών υπολοίπων. Η μέθοδος αυτή είναι γενική, αξιόπιστη και εφαρμόζεται απ' ευθείας στην επίλυση των διαφορικών εξισώσεων.

Ανεξαρτήτως όμως της μεθόδου, το σύστημα εξισώσεων που διέπει τη συμπεριφορά ενός πεπερασμένου στοιχείου  $m$  μπορεί να εκφραστεί ως εξής:

$$[K]_m \{q\}_m = \{F\}_m \quad (2)$$

, όπου  $[K]_m$  : το μητρώο που περιλαμβάνει πληροφορίες για τις γεωμετρικές και τις μηχανικές ιδιότητες του πεπερασμένου στοιχείου (π.χ. μητρώο δυσκαμψίας)  
 $\{q\}_m$  : το διάνυσμα των τιμών της άγνωστης συνάρτησης (π.χ. μετατοπίσεις)  
 $\{F\}_m$  : το διάνυσμα φόρτισης των κόμβων (π.χ. δυνάμεις)

Εν συνεχεία, η κατάσπρωση του συστήματος εξισώσεων σε καθολικό επίπεδο (Σχέση 3) γίνεται με επαλληλία αναλόγως την αντιστοιχία των τοπικών και καθολικών βαθμών ελευθερίας.

$$[K]\{q\} = \{F\} \quad (3)$$

Στην περίπτωση μη-γραμμικών προβλημάτων, όταν το μητρώο  $[K]$  είναι συνάρτηση της επιζητούμενης λύσης ή/και της επιβαλλόμενης φόρτισης ισχύει:

$$[K(q_i, F_i)]\{q\} = \{F\} \quad (4)$$

, όπου  $i : 1, \dots$ , βαθμοί ελευθερίας

### 5.5. Επίλυση και Ερμηνεία Αποτελεσμάτων

Η αριθμητική επίλυση γίνεται με ειδικές υπολογιστικές τεχνικές. Μπορεί να χρησιμοποιηθούν άμεσες μέθοδοι επίλυσης, όπως οι μέθοδοι απαλοιφής του Gauss και του Cholesky, οι οποίες δίνουν ακριβή λύση του συστήματος των εξισώσεων. Όταν όμως η τάξη του συστήματος είναι πολύ μεγάλη, οι άμεσες μέθοδοι είναι πρακτικά ασύμφορες και είναι προτιμότερο να χρησιμοποιηθούν επαναληπτικές μέθοδοι όπως η μέθοδος Gauss-Seidel ή η μέθοδος της συζυγούς κλίσης και οι οποίες μέσω επαναλήψεων δίνουν μια προσεγγιστική λύση στα όρια της επιθυμητής ακρίβειας. Στην περίπτωση των μη γραμμικών εξισώσεων η επίλυση περιλαμβάνει μεγάλο αριθμό μικρών βημάτων (επαυξητική μέθοδος επίλυσης) και μεγάλο αριθμό επαναλήψεων (επαναληπτική μέθοδος επίλυσης).

Τελευταίο στάδιο αποτελεί η επεξεργασία των αποτελεσμάτων και αναφέρεται συχνά και ως μετα-επεξεργασία καθώς ακολουθεί την κύρια επεξεργασία. Αφορά στον υπολογισμό των επιμέρους αγνώστων και στη γραφική απεικόνιση του συνόλου των μεγεθών που έχουν υπολογιστεί. Οι τιμές της συνάρτησης στους κόμβους αποτελούν τους κύριους αγνώστους, ενώ άλλα μεγέθη που υπολογίζονται με βάση αυτές αποτελούν δευτερεύοντες αγνώστους. Επομένως, τα αποτελέσματα χωρίζονται σε δύο κατηγορίες στα πρωτεύοντα, όπως είναι οι μετακινήσεις και στα δευτερεύοντα, όπως οι τάσεις και οι παραμορφώσεις. Σε γενικές γραμμές αναμένεται τα δευτερεύοντα αποτελέσματα να μην χαρακτηρίζονται από την ακρίβεια των πρωτευόντων.

Η εφαρμογή της μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων οδηγεί σε μεγάλο όγκο αποτελεσμάτων, τα οποία μπορούν να παρουσιαστούν με διάφορους τρόπους. Προκειμένου να είναι αποτελεσματική η χρήση ενός προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων, θα πρέπει να

ακολουθείται μια συστηματική διαδικασία ελέγχου των αποτελεσμάτων και ο χρήστης να μην περιορίζεται σε μια σύντομη επισκόπηση επιλεγμένων πληροφοριών που έχουν άμεσο ενδιαφέρον. Τα αποτελέσματα μπορούν να παρουσιαστούν σε αριθμητική και γραφική μορφή. Τα γραφικά αποτελέσματα είναι πολύ πιο εύκολα αναγνώσιμα, δεν εμπεριέχουν όμως τον ίδιο βαθμό λεπτομέρειας με τα αντίστοιχα αριθμητικά. Οι γραφικές παραστάσεις δίνουν την ευκαιρία στο χρήστη να επιτύχει μια γρήγορη επισκόπηση η οποία θα πρέπει να συνοδεύεται από συστηματικό έλεγχο των αριθμητικών αποτελεσμάτων.

## 5.6. Εφαρμογή της Μεθόδου των Πεπερασμένων Στοιχείων

Θεωρία των Παραμορφώσεων:

Η εξίσωση ισορροπίας που ισχύει είναι η ακόλουθη:

$$[L]^T \{\sigma\} + \{p\} = \{0\} \quad (5)$$

, όπου  $\{p\}$  : το διάνυσμα των δυνάμεων

$\{\sigma\}$  : το διάνυσμα των τάσεων

$[L]^T$  : ανάστροφος πίνακας διαφορικού τελεστή , ο οποίος ορίζεται

$$[L]^T = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial z} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (6)$$

Επιπλέον, ισχύει:

$$\{\varepsilon\} = [L]\{u\} \quad (7)$$

, όπου  $\{\varepsilon\}$  : το διάνυσμα των παραμορφώσεων

$\{u\}$  : το διάνυσμα των μετατοπίσεων

Η σύνδεση μεταξύ των σχέσεων (5) και (7) δημιουργείται μέσω της καταστατικής εξίσωσης που αναπαριστά τη συμπεριφορά του υλικού:

$$\{\sigma\} = [M]\{\varepsilon\} \quad (8)$$

, όπου  $[M]$  : το μητρώο δυσκαμψίας του υλικού

Ο συνδυασμός των παραπάνω σχέσεων (5), (7) και (8) οδηγεί σε μία δευτέρου βαθμού διαφορική εξίσωση για τις μετακινήσεις  $\{u\}$ . Ωστόσο, σύμφωνα με την αρχή του Galerkin, αλλά και το θεώρημα του Green, η εξίσωση ισορροπίας αναδιατυπώνεται ως εξής:

$$\int \delta \{u\}^T ([L]^T \{\sigma\} + \{p\}) dV = 0 \quad (9)$$



$$\int \delta \{\varepsilon\}^T \{\sigma\} dV = \int \delta \{u\}^T \{p\} dV + \int \delta \{u\}^T \{t\} dS$$

Η ανάπτυξη των τάσεων  $\{\sigma\}$  σε κάποιο βήμα  $i$ , μπορεί να θεωρηθεί ως μια σταδιακά επαυξητική διαδικασία κατά την οποία ισχύει:

$$\begin{aligned} \{\sigma\}^i &= \{\sigma\}^{i-1} + \Delta\{\sigma\} \\ \Delta\{\sigma\} &= \int \{\sigma\} dt \end{aligned} \quad (10)$$

Τελικά, εφαρμόζοντας τις σχέσεις (9) και (10) προκύπτει:

$$\int \delta \{\varepsilon\}^T \Delta\{\sigma\} dV = \int \delta \{u\}^T \{p\}^i dV + \int \delta \{u\}^T \{t\}^i dS - \int \delta \{\varepsilon\}^T \{\sigma\}^{i-1} dV \quad (11)$$

Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως, σε επίπεδο πεπερασμένου στοιχείου, οι μετατοπίσεις  $\{u\}$ , εκφράζονται σε σχέση με τις μετατοπίσεις στους κόμβους  $\{v\}$ , χρησιμοποιώντας τη συνάρτηση παρεμβολής  $[N]$ , με την ακόλουθη μητρική μορφή:

$$\{u\} = [N]\{v\} \quad (12)$$

Επομένως, η σχέση (6.7) μετατρέπεται σε:

$$\{\varepsilon\} = [L][N]\{v\} = [B]\{v\} \quad (13)$$

όπου,  $[B]$  : ο πίνακας παρεμβολής για τις παραμορφώσεις

Τελικά, η σχέση (6.11), μπορεί να μετασχηματιστεί σε διακριτή μορφή:

$$\begin{aligned} &\int ([B]\delta\{v\})^T \Delta\{\sigma\} dV \\ &= \int ([N]\delta\{v\})^T \{p\}^i dV + \int ([N]\delta\{v\})^T \{t\}^i dS - \int ([B]\delta\{v\})^T \{\sigma\}^{i-1} dV \\ &\rightarrow \\ &\rightarrow \delta\{v\}^T \int [B]^T \Delta\{\sigma\} dV \\ &= \delta\{v\}^T \int [N]^T \{p\}^i dV + \delta\{v\}^T \int \{N\}^T \{t\}^i dS \\ &\quad - \delta\{v\}^T \int \{B\}^T \{\sigma\}^{i-1} dV \end{aligned}$$

η οποία ισχύει για οποιαδήποτε κινηματικά αποδεκτή μεταβολή μετατόπισης  $\delta\{v\}^T$  και επομένως, η τελική συνθήκη ισορροπίας προκύπτει:

$$\int [B]^T \Delta\{\sigma\} dV = \int [N]^T \{p\}^i dV + \int \{N\}^T \{t\}^i dS - \int \{B\}^T \{\sigma\}^{i-1} dV \quad (14)$$

Από την εφαρμογή της σχέσης  $\Delta\{\sigma\}=[M] \Delta\{\varepsilon\}$ , στην εξίσωση (14) προκύπτει ότι:

$$[K]^i \Delta\{v\}^i = \{f\}_{ex}^i - \{f\}_{in}^{i-1} \quad (15)$$

όπου,  $[K]$  : το μητρώο δυσκαμψίας

$\{f\}_{ex}$  : το διάνυσμα των εξωτερικών δυνάμεων

$\{f\}_i$  : το διάνυσμα των εσωτερικών αντιδράσεων

$i$  : ο αριθμός του εκάστοτε βήματος

Ωστόσο, επειδή η σχέση μεταξύ των τάσεων και των παραμορφώσεων είναι γενικά μη γραμμική, ο πίνακας δυσκαμψίας δεν μπορεί να σχηματιστεί εκ των προτέρων. Για αυτό, είναι απαραίτητη μια καθολική επαναληπτική διαδικασία, η οποία μπορεί να περιγραφεί ως εξής:

$$[K]^j \delta\{v\}^j = \{f\}_{ex}^i - \{f\}_{in}^{j-1} \quad (16)$$

όπου,  $j$  : ο αριθμός επανάληψης

$\delta\{v\}$  : το διάνυσμα της σταδιακής αύξησης των μετατοπίσεων στο εκάστοτε βήμα  $i$  και για το οποίο ισχύει:

$$\Delta\{v\}^i = \sum_{j=1}^n \delta\{v\}^j \quad , \text{ όπου } n : \text{ ο αριθμός των επαναλήψεων σε κάθε βήμα}$$

Στην πιο απλή του μορφή, ο πίνακας  $[K]$  αναπαριστά γραμμική ελαστική συμπεριφορά και προκύπτει από την ακόλουθη σχέση:

$$[K] = \int [B]^T [D^e] [B] dV \quad (17)$$

όπου,  $[D^e]$  : το μητρώο του μέτρου ελαστικότητας

Δυναμική Ανάλυση: Η εξίσωση ισορροπίας που ισχύει σε περίπτωση επιβολής δυναμικής φόρτισης είναι η ακόλουθη:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F\} \quad (18)$$

, όπου  $[M]$  : το μητρώο μάζας

$[C]$  : το μητρώο απόσβεσης

$[K]$  : το μητρώο δυσκαμψίας

$\{\ddot{u}\}$  : το διάνυσμα επιταχύνσεων

$\{\dot{u}\}$  : το διάνυσμα ταχυτήτων

$\{u\}$  : το διάνυσμα μετατοπίσεων

$\{F\}$  : το διάνυσμα της φόρτισης

Για την επίλυση των εξισώσεων της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων, χρησιμοποιούνται άμεσες ή έμμεσες μέθοδοι χρονικής ολοκλήρωσης καθώς επιτρέπουν τον υπολογισμό της απόκρισης της κατασκευής σε κάποιο δυναμικό φορτίο κάθε χρονική στιγμή. Οι άμεσες μέθοδοι εφαρμόζονται σχετικά πιο εύκολα, αλλά το μειονέκτημά τους είναι ότι η

υπολογιστική διαδικασία δεν είναι τόσο αξιόπιστη και υπάρχουν αρκετοί περιορισμοί που αφορούν στο χρονικό βήμα της ολοκλήρωσης. Οι έμμεσες είναι πιο σύνθετες στην εφαρμογή αλλά με πιο αξιόπιστη υπολογιστική διαδικασία και με μεγαλύτερης ακρίβειας αποτελέσματα.

Μια από τις ευρέως χρησιμοποιούμενες έμμεσες μεθόδους είναι αυτή του Newmark, όπου σύμφωνα με την οποία η μετατόπιση και η ταχύτητα κάθε πεπερασμένου στοιχείου τη χρονική στιγμή  $t + \Delta t$ , προκύπτουν από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$u^{t+\Delta t} = u^t + \dot{u}^t \Delta t + \left( \left( \frac{1}{2} - \alpha \right) \ddot{u}^t + \alpha \ddot{u}^{t+\Delta t} \right) \Delta t^2 \quad (19\alpha)$$

$$\dot{u}^{t+\Delta t} = \dot{u}^t + \left( (1 - \beta) \ddot{u}^t + \beta \ddot{u}^{t+\Delta t} \right) \Delta t \quad (19\beta)$$

, όπου  $\Delta t$  : το χρονικό βήμα

$\alpha, \beta$  : συντελεστές οι οποίοι καθορίζουν την ακρίβεια της μεθόδου. Γενικά για αξιόπιστη υπολογιστική διαδικασία πρέπει να ισχύουν  $\beta \geq 0,5$  και  $\alpha \geq$

$$\frac{1}{4} \left( \frac{1}{2} + \beta \right)^2$$

Οι σχέσεις (19α) και (19β) μπορούν να εκφραστούν:

$$\ddot{u}^{t+\Delta t} = c_0 \Delta u - c_2 \dot{u}^t - c_3 \ddot{u}^t \quad (20\alpha)$$

$$\dot{u}^{t+\Delta t} = c_1 \Delta u - c_4 \dot{u}^t - c_5 \ddot{u}^t \quad (20\beta)$$

$$u^{t+\Delta t} = u^t + \Delta u \quad (20\gamma)$$

Επομένως, ο συνδυασμός των σχέσεων (18) και (20) για τις μετατοπίσεις, τις ταχύτητες και τις επιταχύνσεις στο τέλος του χρονικού βήματος, δίνει την ακόλουθη σχέση:

$$(c_0[M] + c_1[C] + [K])\Delta u = \{F\}_{ext}^{t+\Delta t} + [M](c_2 \dot{u}^t + c_3 \ddot{u}^t) + [C](c_4 \dot{u}^t - c_5 \ddot{u}^t) - \{F\}_{int}^{t+\Delta t} \quad (21)$$

Σε αυτή τη μορφή, το σύστημα των εξισώσεων της δυναμικής ανάλυσης ταιριάζει με αυτό της στατικής ανάλυσης. Η διαφορά έγκειται ότι το μητρώο δυσκαμψίας περιλαμβάνει επιπρόσθετους όρους που αφορούν τη μάζα και την απόσβεση και ότι περιλαμβάνονται όροι οι οποίοι προσδιορίζουν την ταχύτητα και την επιτάχυνση στην αρχή του χρονικού βήματος  $\Delta t$ .

## 6. Ισχύοντες Κανονισμοί Τοίχων Αντιστήριξης (Κανονιστικό πλαίσιο)

Για την ορθή μελέτη των τεχνικών έργων θα πρέπει να λαμβάνονται όλα τα σχετικά μέτρα που ορίζονται από τη Νομοθεσία. Με αυτόν τον τρόπο, εξασφαλίζεται η ασφάλεια του έργου καθ' όλο το διάστημα της κατασκευής και της λειτουργίας του.

Στο κεφάλαιο αυτό θα παρουσιαστούν οι κανονισμοί που προβλέπονται από την κείμενη Ελληνική Νομοθεσία και τις Κοινοτικές Οδηγίες για τον σχεδιασμό αλλά και την κατασκευή των τοίχων αντιστήριξης.

### 6.1. Ευρωκώδικες

Το πρόγραμμα των Δομικών Ευρωκωδίκων αποτελεί ένα σύμπλεγμα κανονισμών για τον σχεδιασμό των τεχνικών έργων στις χώρες-μέλη της Ε.Ε.. Συντάχθηκε και αναπτύχθηκε από την Ευρωπαϊκή Επιτροπή Τυποποίησης (CEN), η οποία ανέλαβε την προετοιμασία και την έκδοση των Ευρωκωδίκων ως Ευρωπαϊκά Πρότυπα (EN).

Ο Ευρωκώδικας 7 (Γεωτεχνικός σχεδιασμός), αποτελεί το ευρωπαϊκό πρότυπο (EN 1997) για τις μελέτες των γεωτεχνικών έργων, βάσει του οποίου υπολογίζονται τόσο οι γεωτεχνικές δράσεις επί των κατασκευών όσο και οι προκαλούμενες αντιστάσεις του εδάφους.

Αποτελείται από δύο μέρη:

- EN 1997-1: Ευρωκώδικας 7 – Γεωτεχνικός Σχεδιασμός – Μέρος 1: Γενικοί Κανόνες (CEN 2004), στον οποίο περιέχονται μόνον Γενικές Αρχές (General Rules). Περιλαμβάνει υπολογισμούς με τη χρήση των επί μέρους συντελεστών για τις τιμές σχεδιασμού των δράσεων και των ιδιοτήτων του εδαφικού υλικού, μέσω της μεθοδολογίας των οριακών καταστάσεων.

Δεν περιλαμβάνει τα αναλυτικά προσομοιώματα που πρέπει να χρησιμοποιούνται στους υπολογισμούς παρά μόνο τις ανισότητες οι οποίες θα πρέπει να ικανοποιούνται κατά τους ελέγχους επάρκειας έναντι των οριακών καταστάσεων.

- EN 1997-2: Ευρωκώδικας 7 – Γεωτεχνικός Σχεδιασμός – Μέρος 2: Γεωτεχνικές Έρευνες και Δοκιμές (CEN 2007). Είναι ουσιαστικά ο σύνδεσμος μεταξύ των απαιτήσεων για το σχεδιασμό και των αποτελεσμάτων, τόσο των εργαστηριακών, όσο και των επιτόπου δοκιμών που προκύπτουν από τη Γεωτεχνική Έρευνα.

Χρησιμοποιείται σε συνδυασμό με τους ακόλουθους κώδικες:

- EN 1990 - Αρχές Δομικού Σχεδιασμού, που περιλαμβάνει τις αρχές σχεδιασμού των δομικών έργων, καθορίζει τις διάφορες οριακές καταστάσεις που θα πρέπει να εξετασθούν (αστοχίας και λειτουργικότητας), καθώς και τους κανόνες για τις δράσεις που πρέπει να ληφθούν υπόψη τόσο από την κατασκευή όσο και από το έδαφος.
- EN 1991 - Δράσεις επί των κατασκευών
- EN 1998 - Σχεδιασμός αντισεισμικών κατασκευών, που περιλαμβάνει τον αντισεισμικό σχεδιασμό θεμελιώσεων, έργων αντιστηρίξεως, πρανών, γεωκατασκευών κ.α.

## 6.2. Σχεδιασμός μέσω Οριακών Καταστάσεων

Σύμφωνα με τον σχεδιασμό μέσω των οριακών καταστάσεων, εξετάζεται αν η κατασκευή ή μέρος αυτής ικανοποιεί μια σειρά απαιτήσεων, πέραν των οποίων η δεν ανταποκρίνεται στις προδιαγραφές. Διακρίνονται σε οριακές καταστάσεις αστοχίας (ULS), οι οποίες καλύπτουν την υπέρβαση της αντοχής κάποιου στοιχείου ή του συνόλου του έργου και σε οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (SLS), οι οποίες καλύπτουν την υπέρβαση των λειτουργικών απαιτήσεων του έργου.

### Οριακή Κατάσταση Αστοχίας:

Στα γεωτεχνικά έργα, η οριακή κατάσταση αστοχίας συμβαίνει όταν δημιουργηθεί ένας μηχανισμός θραύσεως μέσα στο έδαφος ή όταν δημιουργηθούν σοβαρές βλάβες στην κατασκευή λόγω μεγάλων παραμορφώσεων στο έδαφος θεμελιώσεως.

Ο EC7 προσδιορίζει πέντε οριακές καταστάσεις ανάλογα με το είδος της αστοχίας, για τις οποίες πρέπει να επαληθεύεται ότι δε συμβαίνει υπέρβαση, ως εξής:

- STR : αστοχία δομικού τύπου στοιχείου του έργου ή υπερβολική παραμόρφωση του φορέα της κατασκευής
- GEO : συνδυασμένη αστοχία εδάφους και δομικού στοιχείου
- EQU : απώλεια στατικής ισορροπίας
- UPL : απώλεια ισορροπίας λόγω άνωσης
- HYD : αστοχία του εδάφους λόγω υδραυλικής κλίσης

Κατά τον έλεγχο των οριακών καταστάσεων αστοχίας, θα πρέπει να επαληθεύεται ότι:

$$E_d \leq R_d \quad (34)$$

όπου  $E_d$ : η τιμή σχεδιασμού της έντασης

$R_d$ : η τιμή σχεδιασμού της αντίστοιχης αντίστασης

Η εκτίμηση των ανωτέρω μεγεθών γίνεται μέσω χαρακτηριστικών τιμών δράσεων  $F_k$  και γεωτεχνικών παραμέτρων  $X_k$ , με τη βοήθεια επιμέρους συντελεστών  $\gamma$  οι οποίοι καθορίζουν τον βαθμό ασφάλειας του έργου έναντι αστοχίας.

Πιο συγκεκριμένα, στα έργα αντιστήριξης πρέπει να εξετάζονται οι οριακές καταστάσεις αστοχίας που αναφέρονται στο Κεφάλαιο 9 του EN 1997-1 και περιγράφονται στον ακόλουθο πίνακα.

	Είδος Έργου Αντιστήριξης	Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας (ULS)
Γενικού Έλεγχου	έργα αντιστήριξης (γενικά)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- απώλεια ολικής ευστάθειας</li> <li>- αστοχία κάποιου δομικού στοιχείου (π.χ. τοίχου, αγκυρίου, διαδοκίδας ή αντηρίδας) ή αστοχία της σύνδεσης μεταξύ αυτών των στοιχείων → έλεγχος τύπου (STR)</li> <li>- συνδυασμένη αστοχία εδάφους και δομικού στοιχείου → έλεγχος τύπου (GEO)</li> <li>- αστοχία λόγω υδραυλικής ανύψωσης και διασωλήνωσης</li> <li>- μετακίνηση του έργου αντιστήριξης, η οποία μπορεί να προκαλέσει κατάρρευση ή να επηρεάσει την εμφάνιση ή την λειτουργικότητα του έργου ή γειτονικών έργων ή δικτύων κοινής ωφέλειας τα οποία εξαρτώνται από αυτό</li> <li>- μη αποδεκτή διαρροή εδάφους διαμέσου ή κάτω από τον τοίχο</li> <li>- μη αποδεκτή μεταβολή στη δίαιτα της υπόγειας ροής</li> </ul>
Επιπλέον Έλεγχου	τοίχοι βαρύτητας & σύνθετα έργα αντιστήριξης	<ul style="list-style-type: none"> <li>- αστοχία λόγω υπέρβασης της φέρουσας αντίστασης (ικανότητας) του εδάφους κάτω από τη βάση του τοίχου</li> <li>- αστοχία λόγω ολίσθησης στη βάση του τοίχου</li> <li>- αστοχία λόγω ανατροπής του τοίχου</li> </ul>
	εύκαμπτοι τοίχοι πακτωμένης βάσης	<ul style="list-style-type: none"> <li>- αστοχία λόγω στροφής ή μετάθεσης του τοίχου ή τμημάτων αυτού</li> <li>- αστοχία λόγω έλλειψης ισορροπίας στην κατακόρυφη διεύθυνση</li> </ul>

1. Οριακές καταστάσεις αστοχίας στα έργα αντιστήριξης

Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας:

Κατά τον σχεδιασμό έναντι οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας υπολογίζονται οι μετακινήσεις και παραμορφώσεις του έργου αντιστήριξης υπό τα φορτία λειτουργίας και ελέγχεται ότι οι παραμορφώσεις αυτές είναι αποδεκτές.

Κατά τον έλεγχο των οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας, θα πρέπει να επαληθεύεται ότι:

$$E_d \leq C_d \quad (34)$$

όπου  $E_d$  : η τιμή σχεδιασμού της έντασης

$C_d$  : η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος της έντασης

Οι οριακές τιμές των μετακινήσεων και παραμορφώσεων θα πρέπει να καθορίζονται κατά το σχεδιασμό του φορέα. Στην περίπτωση που δεν έχουν προσδιορισθεί, θα μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι σχετικές προτάσεις που δίνονται στο Παράρτημα Η του EC7-1.

### 6.3. Μέθοδος Ανάλυσης

Οι διαφορετικές απόψεις για τον τρόπο ανάλυσης των οριακών καταστάσεων STR και GEO υπό μόνιμες και πρόσκαιρες καταστάσεις σχεδιασμού, αλλά και οι διαφορετικοί τρόποι υπολογισμού των τιμών σχεδιασμού εντάσεων ( $E_d$ ) και των τιμών αντιστάσεων ( $R_d$ ) κατά τον EN 1997-1, επέβαλαν τη θέσπιση τριών εναλλακτικών Τρόπων Ανάλυσης (Design Approaches) των γεωτεχνικών έργων έναντι οριακών καταστάσεων αστοχίας τύπου GEO και STR. Στις καταστάσεις αστοχίας τύπου EQU, HYD και UPL, στις οποίες δεν υπεισέρχονται συνήθως οι τιμές των εδαφικών παραμέτρων αντοχής, οι τρεις Τρόποι Ανάλυσης μπορούν να συγχωνευτούν ουσιαστικά σε έναν.

Οι τρόποι ανάλυσης DA-1, DA-2/DA-2\* και DA-3 διαφοροποιούνται ως προς την μέθοδο με την οποία διανέμονται οι επιμέρους συντελεστές  $\gamma$  μεταξύ των δράσεων, εντάσεων, ιδιοτήτων υλικών και αντιστάσεων. Ο εφαρμοστέος τρόπος σε κάθε χώρα μέλος της ΕΕ αποτελεί Εθνική Επιλογή.

Ο Τρόπος Ανάλυσης 2, και συγκεκριμένα η Παραλλαγή DA-2\* αποτελεί την Εθνική Επιλογή για το σύνολο σχεδόν των γεωτεχνικών έργων και συγκεκριμένα σε:

- Γεωτεχνικές (GEO) και Δομικές (STR) οριακές καταστάσεις θεμελιώσεων, αγκυρώσεων και έργων αντιστηρίξεως γενικώς (Κεφάλαια 6, 7, 8 και 9 του EN1997-1) με εξαίρεση τους ελέγχους ολικής ευστάθειας (Κεφάλαιο 12 του EN 1997-1) που θα γίνονται με τον Τρόπο Ανάλυσης 3 (DA-3).
- Δομικές (STR) οριακές καταστάσεις αστοχίας πρανών ή επιχωμάτων ενισχυμένων με δομικά στοιχεία (αγκυρώσεις, πασσάλους, ηλώσεις), σύμφωνα με τα Κεφάλαια 9 και 12 του EN 1997-1. Οι περιπτώσεις αυτές περιλαμβάνουν και τη διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων.
- Γεωτεχνικές (GEO) και Δομικές (STR) οριακές καταστάσεις αστοχίας με χρήση αριθμητικών μεθόδων, καθώς
- Για όλες τις οριακές καταστάσεις αστοχίας υπό τυχηματικές και σεισμικές δράσεις.

Συνεπώς, κατά τον Τρόπο Ανάλυσης DA-2\*, η εφαρμογή της σχέσης (5.1) δίνει :

$$\text{σε γραμμικές αναλύσεις} \quad E(\gamma_F \cdot F_k, X_k) \leq \left(\frac{1}{\gamma_R}\right) \cdot R(F_k, X_k) \quad (34)$$

$$\text{σε μη-γραμμικές αναλύσεις} \quad \gamma_E \cdot E(F_k, X_k) \leq \left(\frac{1}{\gamma_R}\right) \cdot R(F_k, X_k) \quad (34)$$

Οι τιμές των δράσεων και αντιστάσεων υπολογίζονται με τις ομάδες επιμέρους συντελεστών δράσεων (A1), υλικών (M1) και αντιστάσεων (R2) του Παραρτήματος Α του EN1997-1.

Οι αναλύσεις έναντι οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας γίνονται συνήθως με αριθμητικές μεθόδους όπως μέσω ελατηρίων Winkler ή με πεπερασμένα στοιχεία.



## 6.4. Αντισεισμικός σχεδιασμός

Όσον αφορά στην ανάλυση γεωτεχνικών έργων υπό σεισμικές δράσεις, κατά τον Ευρωκώδικα EN 1998-5 (Κεφάλαιο 7), οι φορείς αντιστήριξης γαιών πρέπει να σχεδιάζονται έτσι ώστε να τηρούν τις προϋποθέσεις λειτουργίας τους κατά τη διάρκεια και μετά από έναν σεισμό, χωρίς να υπόκεινται σε σημαντικές αστοχίες. Μόνιμες παραμένουσες παραμορφώσεις μπορούν να γίνουν αποδεκτές αν αποδεικνύεται ότι είναι συμβατές με λειτουργικές ή/και αισθητικές απαιτήσεις.

Οποιαδήποτε καθιερωμένη μέθοδος βασισμένη στις διαδικασίες της δομικής και εδαφικής δυναμικής είναι αποδεκτή για την αποτίμηση της ασφάλειας ενός φορέα αντιστήριξης και πρέπει να λαμβάνονται υπόψη :

- η μη γραμμική συμπεριφοράς του εδάφους υπό σεισμική φόρτιση και η αλληλεπίδραση επίδραση του με την κατασκευή
- οι αδρανειακές επιδράσεις του συστήματος αντιστήριξης που σχετίζονται με την μάζα του εδάφους και του φορέα καθώς και οποιαδήποτε φορτία βαρύτητας
- οι υδροδυναμικές δράσεις που παράγονται από την ύπαρξη νερού στο έδαφος πίσω από τον τοίχο ή/και από νερό στην εξωτερική επιφάνεια του τοίχου
- η συμβατότητα μεταξύ των παραμορφώσεων του εδάφους, του τοίχου αντιστήριξης και των αγκυρώσεών του

Συνίσταται η χρήση απλοποιημένης ψευδο-στατικής ανάλυσης, κατά την οποία το βασικό προσομοίωμα θα αποτελείται από τον φορέα αντιστήριξης και την θεμελίωσή του, την εδαφική σφήνα πίσω από τον φορέα που θεωρείται ότι βρίσκεται σε κατάσταση ενεργού οριακής ισορροπίας (εφόσον ο φορέας είναι αρκετά εύκαμπτος), από οποιαδήποτε επιβεβλημένο φορτίο που δρα στην εδαφική σφήνα και τυχόν εδαφική μάζα επί τουπέδου του τοίχου, που θεωρείται ότι βρίσκεται σε κατάσταση παθητικής ισορροπίας.

Η σεισμική δράση, όπως προαναφέρθηκε, υπεισέρχεται με την εφαρμογή δύο συντελεστών, του οριζόντιου σεισμικού συντελεστή  $k_h$  (Σχέση 5.5) και του κατακόρυφου σεισμικού συντελεστή  $k_v$  (Σχέσεις 5.6 α και β).

$$k_h = \alpha \cdot \frac{S}{r} \quad (34)$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad , \text{αν } \alpha_{vg}/\alpha_g > 0,6 \quad (34)$$

$$k_v = \pm 0,33 \cdot k_h \quad , \text{αν } \alpha_{vg}/\alpha_g \leq 0,6 \quad (34)$$

όπου  $\alpha$  : η οριζόντια σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού στον βράχο σύμφωνα με τους χάρτες σεισμικής επικινδυνότητας κάθε χώρας

$S$  : συντελεστής εδάφους και εξαρτάται από το είδος του εδάφους (πίνακες 3.1 και 3.2 του EN 1998-1)

$r$  : συντελεστής που αφορά την αποδεκτή οριζόντια μετακίνηση του τοίχου ανάλογα με τον τύπο του φορέα αντιστήριξης (πίνακας 7.1 του EN 1998-5)

Θα πρέπει να επισημανθεί ότι στις διατάξεις του EC8 δεν υπεισέρχονται χαρακτηριστικές τιμές των παραμέτρων που καθορίζουν τις αποδεκτές τιμές των μετακινήσεων.

Η συνολική δύναμη σχεδιασμού ( $E_d$ ) που ενεργεί στον φορέα αντιστήριξης από την πλευρά του εδάφους, δίνεται από την ακόλουθη σχέση (Σχέση 5.7).

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2 + E_{ws} + E_{wd} \quad (34)$$

όπου  $H$  : το ύψος του τοίχου

$\gamma^*$  : το μοναδιαίο βάρος του εδάφους

$k_v$  : ο κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής (Σχέσεις 1.6 α και β)

$K$  : ο συντελεστής ώθησης γαιών (στατικός & δυναμικός)

$E_{ws}$  : η υδροστατική δύναμη

$E_{wd}$  : η υδροδυναμική δύναμη

Οι συντελεστές ώθησεων μπορούν να υπολογιστούν με την μέθοδο Mononobe – Okabe. Οι επιμέρους συντελεστές σεισμικών δράσεων και αποτελεσμάτων των σεισμικών δράσεων θα λαμβάνονται ίσοι με τη μονάδα ( $\gamma_F = \gamma_E = 1$ ) αλλά και οι τιμές των επιμέρους συντελεστών των εδαφικών παραμέτρων ( $\gamma_M$ ) και αντιστάσεων ( $\gamma_R$ ) θα λαμβάνονται ίσοι με τη μονάδα ( $\gamma_M = \gamma_R = 1$ ). Επίσης, θα χρησιμοποιείται τιμή του συντελεστή προσομοίωσης ( $\gamma_m$ ) ίση με αυτή που εφαρμόζεται στις αναλύσεις υπό μόνιμες και πρόσκαιρες δράσεις. Τέλος, η παραλλαγή DA-2\* θα εφαρμόζεται σε όλες τις περιπτώσεις ανάλυσης, δηλαδή ακόμη και σε προβλήματα ολικής ευστάθειας όπου η ανάλυση υπό μόνιμες και πρόσκαιρες δράσεις γίνεται με τον τρόπο ανάλυσης 3 (DA-3).

## 6.5. Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός

Ο Αντισεισμικός Κανονισμός είναι το νομικό κείμενο που περιέχει το σύνολο των κανόνων που καθορίζουν τις ελάχιστες απαιτήσεις για το σχεδιασμό αντισεισμικών κατασκευών.

Στην Ελλάδα, μετά το 2000 ισχύει ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ) - 2000 (ΦΕΚ 1564B/22-12-2000), στο αρχικό κείμενο του οποίου έχουν γίνει τροποποιήσεις και συμπληρώσεις, προκειμένου να προσαρμοστεί στους αντίστοιχους Ευρωκώδικες (EC8 και EC7) αλλά και να περιλαμβάνει διευκρινήσεις μετά από σημαντικές παρατηρήσεις που διατυπώθηκαν κατά τη διάρκεια εφαρμογής του.

Ο Κανονισμός αυτός περιλαμβάνει:

- τις ελάχιστες σεισμικές δράσεις σχεδιασμού και τους αντίστοιχους συνδυασμούς δράσεων
- τις απαιτήσεις συμπεριφοράς για τους συνδυασμούς δράσεων και τα κριτήρια ελέγχου ασφαλείας
- τις μεθόδους υπολογισμού της εντάσεως και παραμορφώσεως των κατασκευών
- τις ειδικότερες κατασκευαστικές διατάξεις των φορέων και των υλικών

Ειδικότερα, οι απαιτήσεις για τα έργα αντιστήριξης αναφέρονται στο Κεφάλαιο 5.3 του ΕΑΚ-2000.

## 6.6. Μέθοδος Υπολογισμού Σεισμικής Φόρτισης

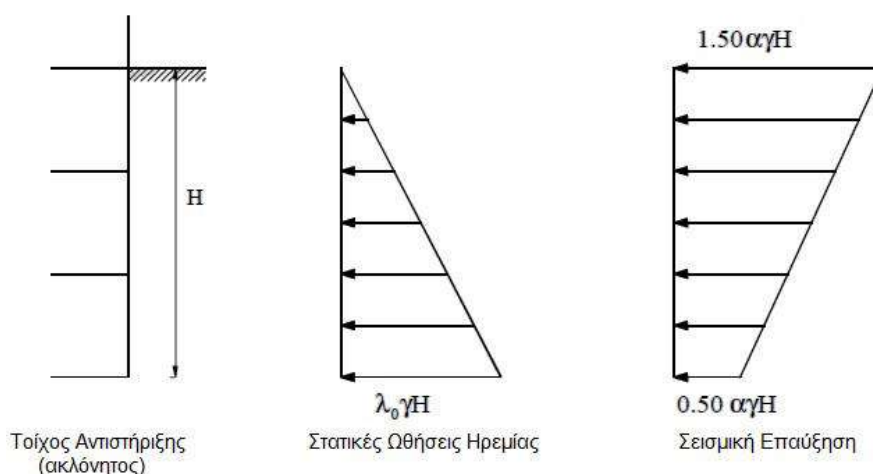
Για τις συνήθεις περιπτώσεις τοίχων αντιστήριξης, ο ΕΑΚ-2000 καθορίζει την μέθοδο που πρέπει να χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό των δυναμικών ωθήσεων βάσει του μεγέθους της επιτρεπτής μετακίνησης του.

Διακρίνει τους τοίχους αντιστήριξης σε δύο κατηγορίες, τους τοίχους που διαθέτουν δυνατότητα μετακίνησης ή/ και παραμόρφωσης και τους ακλόνητους τοίχους.

Στην πρώτη κατηγορία ανήκουν τοίχοι που είτε διαθέτουν δυνατότητα ολίσθησης/στροφής στην έδραση, είτε η αναμενόμενη μετακίνηση της κορυφής τους είναι τουλάχιστον 0.10% του ύψους τους.

Η προτεινόμενη από τον κανονισμό μέθοδος υπολογισμού των δυναμικών ωθήσεων είναι η μέθοδος οριακής ισορροπίας Μοπονοβε–Okabe, η οποία αναλύεται στο Κεφάλαιο 4ο της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

Στη δεύτερη κατηγορία ανήκουν τοίχοι που είναι πρακτικά απαραμόρφωτοι και έχουν ακλόνητη έδραση. Οι στατικές ωθήσεις ηρεμίας οι οποίες δρουν σε τέτοιους τοίχους επαυξάνονται κατά τη διάρκεια σεισμού από γραμμικό διάγραμμα πρόσθετων οριζοντίων πιέσεων, με μέγιστη τιμή στην επιφάνεια του εδάφους και ελάχιστη στο κατώτατο σημείο του τοίχου (Σχήμα 5.1).



2. Στατικές και δυναμικές ωθήσεις σε ακλόνητο τοίχο αντιστήριξης κατά ΕΑΚ 2000  
Από τα παραπάνω είναι προφανές ότι οι ισχύουσες διατάξεις του ΕΑΚ 2000 αναφέρονται μόνο το σύστημα τοίχους-εδάφους, χωρίς να μελετάται το πρόβλημα δυναμικής αλληλεπίδρασης τοίχου-εδάφους-κτιρίου.

## 6.7. Οδηγίες Μελετών Οδικών Έργων

Στο πλαίσιο των Οδηγιών Μελετών Οδικών Έργων (ΟΜΟΕ), οι οποίες αποτελούν κατευθυντήριες οδηγίες και κανονισμούς σχεδιασμού οδικών έργων που βασίζονται σε κοινές αρχές και συμπεράσματα που προέκυψαν από τις μελέτες και τις έρευνες προηγούμενων χρόνων, έχουν συνταχθεί οδηγίες που αναφέρονται στις μελέτες τεχνικών έργων οδοποιίας από σκυρόδεμα (ΟΜΟΕ – ΤΤΕ).

Ως τεχνικά έργα της οδού νοούνται εκτός των άλλων και οι πάσης φύσεως τοίχοι αντιστήριξης, οι οποίοι αποτελούν τεχνικό έργο που υποστηρίζει ένα επίχωμα ύψους μεγαλύτερου από 0,50 m πάνω από τη διαμορφούμενη στην όψη του τελική στάθμη.

Με την ΔΜΕΟ/γ/855/22.12.00 Απόφαση, εγκρίθηκε σειρά τοίχων μορφής ανεστραμμένου ταυ και αντηριδωτοί. Συγκεκριμένα εγκρίθηκαν τοίχοι μορφής ανεστραμμένου ταυ ύψους από 1,00m ÷ 8,00m και αντηριδωτοί τοίχοι ύψους από 7,00m ÷ 10,00m με βήμα μεταβολής ύψους 0,50m. Για τον αντισεισμικό έλεγχο των τοίχων έχει ληφθεί υπόψη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας III, δηλαδή συντελεστής σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους  $\alpha=0,24$  κατά ΕΑΚ. Όλοι οι τοίχοι έχουν μελετηθεί για επιτρεπόμενες τάσεις εδάφους 100, 200, 300, 400, 500 KPa και για κλίση πρανούς  $i=0^\circ$  και  $i=30^\circ$ .

### **6.8. Απαιτήσεις Παραμορφώσεων**

Οι παραμορφώσεις των τεχνικών έργων αντιστήριξης από τις επιδράσεις των λειτουργικών φορτίων σχεδιασμού συνιστάται να είναι τόσο περιορισμένες, ώστε η μακροπρόθεσμη εγκάρσια παραμόρφωση στη στέψη ενός τοίχου παρατιθέμενων πασσάλων ή τοίχου τεμνόμενων πασσάλων ή διαφραγματικού τοίχου ή άλλου τύπου έγχυτου τεχνικού έργου αντιστήριξης να περιορίζεται στο 1,0% του αντιστηριζόμενου ύψους. Ως αντιστηριζόμενο ύψος ορίζεται η διαφορά της στάθμης των εκατέρωθεν και αμέσως προσκειμένων προς τον τοίχο διαμορφώσεων. Σε περίπτωση που ισχύουν και άλλα όρια μικρότερων παραμορφώσεων, τότε οι μελέτες θα βασίζονται σ' αυτά τα πιο συντηρητικά όρια.

### **6.9. Υλικά και Στοιχεία Κατασκευής**

Οι τοίχοι αντιστήριξης οπλισμένου σκυροδέματος θα κατασκευάζονται εξ ολοκλήρου (κορμοί, επιστέψεις, θεμέλια) από οπλισμένο σκυρόδεμα κατηγορίας C20/25. Οπλισμένο σκυρόδεμα κατηγορίας ανώτερης του C20/25 θα χρησιμοποιείται εφόσον προκύπτουν λόγοι διαστασιολόγησης από γεωμετρικούς ή άλλους περιορισμούς. Η σκυροδέτηση θα γίνεται απαραίτητα με τη χρήση πλευρικών ξυλοτύπων, αποκλειόμενης κάθε περίπτωσης σκυροδέτησης σε επαφή με το μέτωπο εκσκαφής.

Οι απαιτήσεις του χαλαρού οπλισμού του σκυροδέματος, σύμφωνα με τις οδηγίες είναι οι ακόλουθοι:

- ελάχιστη διάμετρος οπλισμού 10 mm
- μέγιστη απόσταση ράβδων 20 cm, εκτός οπλισμού μονταρίσματος (π.χ. άγκιστρα S)
- πλέγμα οπλισμού → μέγιστο άνοιγμα βροχίδας 150 mm και ελάχιστη διάμετρος ράβδων 6mm
- όλες οι παρειές των στοιχείων της κατασκευής θα οπλίζονται με οπλισμό και στις δύο κατευθύνσεις. Κάθε παρειά θα οπλίζεται ανά κατεύθυνση με ελάχιστον οπλισμό 0,06% της επιφάνειας σκυροδέματος, αλλά τουλάχιστον  $\varnothing 10\text{mm}$  ανά 20cm, ή με πλέγμα της ίδιας επιφάνειας χάλυβα
- ελάχιστος οπλισμός θα τίθεται σε όλους τους αρμούς διακοπής εργασίας, εκτός αν απαιτείται περισσότερος για στατικούς λόγους

- ελάχιστη επικάλυψη οπλισμών 4 cm/ονομαστική επικάλυψη 4,5 cm (σε περίπτωση επαφής του σκυροδέματος με το έδαφος, ελάχιστη επικάλυψη 5 cm/ονομαστική 5,5 cm)

Στον ακόλουθο πίνακα (Πίνακας 5.2.) αναγράφονται συνοπτικά οι απαιτήσεις κατασκευής για τα διάφορα στοιχεία των τοίχων αντιστήριξης.

Στοιχείο Κατασκευής	Απαιτήσεις Κατασκευής
αρμοί διαστολής	<ul style="list-style-type: none"> <li>- κατασκευή ευθύγραμμων και κατακόρυφων αρμών καθ' όλο το ύψος του τοίχου, συμπεριλαμβανομένου του πεδίου</li> <li>- η απόσταση μεταξύ δύο αρμών διαστολής, ή μεταξύ ενός αρμού και του άκρου του ακροβάθρου, δεν πρέπει γενικά να υπερβαίνει τα 14m</li> <li>- στεγανοποίηση με στεγανωτική ταινία PVC που θα στερεώνεται στο πίσω μέρος του αρμού</li> <li>- εφαρμογή οδοντωτών αρμών με διαμόρφωση διατμητικού συνδέσμου μόνο σε ειδικές περιπτώσεις (π.χ. έντονη διαφοροποίηση συνθηκών έδρασης ή φόρτισης των παρακειμένων τμημάτων)</li> </ul>
αρμοί κατασκευής (διακοπής εργασίας)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- αποφυγή οριζόντιων ή/και κατακόρυφων αρμών κατασκευής στον κορμό των τοίχων</li> <li>- πάντα αδρή μόρφωση της πάνω επιφάνειας των αρμών κατασκευής</li> </ul>
θεμελιώσεις	<ul style="list-style-type: none"> <li>- το ελάχιστο βάθος θεμελίωσης να είναι 0,80 m από την τελική στάθμη διαμορφώσεων μπροστά στο πέδιλο</li> <li>- κατασκευή εξομαλυντικής στρώσης σκυροδέματος ελάχιστου πάχους 10cm</li> <li>- στην περίπτωση παρακείμενης κοίτης, το τελικό βάθος θεμελίωσης καθορίζεται με παράλληλη θεώρηση του βάθους διάβρωσης και της φέρουσας ικανότητας και ανεκτών υποχωρήσεων του εδάφους</li> </ul> <p>(ελάχιστο βάθος θεμελίωσης → 1,0 m κάτω από την πιθανή στάθμη διάβρωσης του εδάφους και ≤ 3,0 m κάτω από την υπάρχουσα κοίτη ή 1,0 m μέσα στον βράχο)</p>

επιχώσεις	σημαντικά έργα*	<ul style="list-style-type: none"> <li>- για επιχώσεις πλάτους <math>b &gt; 3,0 \text{ m}</math> → με προϊόντα εκσκαφών κατάλληλα για την κατασκευή επιχωμάτων και συνθήκες συμπίκνωσης κανονικού επιχώματος</li> <li>- για επιχώσεις πλάτους <math>b \leq 3,0 \text{ m}</math> → με "μεταβατικά έργα" ή "μεταβατικά επιχώματα" (όπως αναγράφονται στην §8.8.4 (β), ΟΜΟΕ - ΤΤΕ)</li> </ul>
	λοιπά έργα	<ul style="list-style-type: none"> <li>- εξ' ολοκλήρου χρήση προϊόντων εκσκαφών κατάλληλα για την κατασκευή επιχωμάτων</li> <li>- για επιχώσεις πλάτους <math>b &gt; 3,0 \text{ m}</math> → συμπίκνωση κανονικού επιχώματος</li> <li>- για επιχώσεις πλάτους <math>b \leq 3,0 \text{ m}</math> → συμπίκνωση για επίχωση "περιοχής πάνω από τη ζώνη αγωγού", σύμφωνα με το αντίστοιχο άρθρο της Τ.Σ.Υ.</li> </ul>
<p>* Ως "σημαντικά συγκοινωνιακά έργα" για τις ανάγκες της παραγράφου θεωρούνται οι αυτοκινητόδρομοι, οι κλάδοι κόμβων (υπεραστικού ή αστικού τύπου), οι υπεραστικές οδοί κατηγορίας AV ή Γ4 και ανώτερης, οι αστικές οδοί λειτουργικής κατάταξης συλλεκτῆριας οδού και ανώτερης και οι σιδηροδρομικές γραμμές.</p>		
<p>3. Απαιτήσεις κατασκευής τοίχων αντιστήριξης κατά ΟΜΟΕ - ΤΤΕ.</p>		

## 6.10. Ελληνικές Τεχνικές Προδιαγραφές

Οι Ελληνικές Τεχνικές Προδιαγραφές (ΕΤΕΠ) καλύπτουν ένα ευρύ φάσμα του αντικειμένου των συνήθων τεχνικών έργων. Αναπτύχθηκαν από επιτροπές μηχανικών του πανεπιστημιακού χώρου, του δημοσίου τομέα, μελετητές, κατασκευαστές και ελεύθερους επαγγελματίες.

Η χρήση τους γίνεται υποχρεωτική σε όλα τα Δημόσια Τεχνικά Έργα μετά την έγκριση 440 ΕΤΕΠ και δημοσίευση πλήρους του τυποποιητικού κειμένου τους, στο ΦΕΚ 2221B/30-07-2012. Με τις με αριθμό πρωτοκόλλου ΔΙΠΑΔ/ΟΙΚ/469/23-9-2013 (ΦΕΚ 2542B/10-10-2013), ΔΙΠΑΔ/οικ.628/7-10-2014 (ΦΕΚ 2828B/21-10-2014), ΔΙΠΑΔ/οικ.667/30-10-2014 (ΦΕΚ 3068B/14-11-2014), ΔΚΠ/οικ.1211/01-08-2016 (ΦΕΚ 2524B/16-08-2016) Αποφάσεις του Υπουργού Υποδομών, Μεταφορών και Δικτύων ανεστάλη η υποχρεωτική εφαρμογή 68 Ελληνικών Τεχνικών Προδιαγραφών (ΕΤΕΠ), λόγω της αναγκαιότητας άμεσης επικαιροποίησής τους. Οι υπόλοιπες τριακόσιες εβδομήντα δύο (372) Ελληνικές Τεχνικές Προδιαγραφές (ΕΤΕΠ) ισχύουν με υποχρεωτική εφαρμογή στα Δημόσια Έργα

Όσον αφορά στα έργα αντιστήριξεων, οι σχετικές με αυτά ΕΤΕΠ είναι οι 11-02-02 (τοίχοι αντιστήριξεως από μεταλλικές πασσαλοσανίδες), 11-02-03 (διαφραγματικοί τοίχοι), 11-02-04 (προεντεταμένες αγκυρώσεις) και 11-02-05 (έργα αντιστήριξεως από οπλισμένη γη).

Για τους τοίχους αντιστήριξεως τύπου «Βερολίνου» υπάρχει προσωρινή εθνική τεχνική προδιαγραφή (ΠΕΤΕΠ 11-02-01).

## 6.11. Απαιτήσεις Υλικών και Εκτέλεσης Εργασιών

Τα υλικά των διαφόρων στοιχείων των παραπάνω τύπων τοίχων αντιστήριξης αλλά και η εκτέλεση των εργασιών για την κατασκευή τους, πρέπει να είναι σύμφωνα με τις απαιτήσεις των τεχνικών προδιαγραφών.

Αντιστηρίξεις με μεταλλικές πασσαλοσανίδες:

Η ΕΤΕΠ 11-02-02 περιλαμβάνει τις απαιτήσεις για την εφαρμογή μεταλλικών πασσαλοσανίδων σε προσωρινές ή μόνιμες αντιστηρίξεις κατασκευών. Αφορούν στις εργασίες, υλικά (Πίνακας 5.3.) και εξοπλισμό, για την κατασκευή αντιστηρίξεων με μεταλλικές πασσαλοσανίδες ενιαίου τύπου, με ένα κύριο στοιχείο αντιστήριξης (επαναλαμβανόμενο) και συνδυασμένου τύπου με κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία αντιστήριξης.

Στοιχείο Κατασκευής	Απαιτήσεις
μεταλλικές πασσαλοσανίδες	<ul style="list-style-type: none"> <li>- οι νέες πασσαλοσανίδες, πρέπει να συμφωνούν με τα ΕΛΟΤ EN10248-1 (θερμής έλασης), EN10249-1 και EN10249-2 (ψυχρής διαμόρφωσης), ενώ οι προηγουμένως χρησιμοποιούμενες πασσαλοσανίδες θα πρέπει να ικανοποιούν κατ' ελάχιστον τις προδιαγραφές του χάλυβα κατασκευής τους</li> <li>- οι σωληνωτές διατομές θα πρέπει να ικανοποιούν τα ΕΛΟΤ EN10219-1 και 10219-2, να φέρουν σήμανση CE και να συνοδεύονται από δήλωση επιδόσεων βάσει του κατ' εξουσιοδότηση κανονισμού (ΕΕ) 574/2014 και πιστοποιητικό συμμόρφωσης του ελέγχου της παραγωγής στο εργοστάσιο</li> <li>- ειδικοί συνδετήρες, σύμφωνα με τις απαιτήσεις του ΕΛΟΤ EN10248-1</li> </ul>
αντιδιαβρωτική προστασία	<ul style="list-style-type: none"> <li>- οι ειδικές βαφές, επενδύσεις και άλλα υλικά αντιδιαβρωτικής προστασίας πρέπει να ικανοποιούν τις απαιτήσεις της μελέτης</li> </ul>
στεγανοποίηση αρμών	<ul style="list-style-type: none"> <li>- η χρήση υλικών στεγανοποίησης αρμών για τον περιορισμό των διαρροών θα πρέπει να ικανοποιούν τις απαιτήσεις της μελέτης</li> </ul>

4. Απαιτήσεις υλικών αντιστηρίξεων με μεταλλικές πασσαλοσανίδες κατά ΕΤΕΠ.  
 Η εκτέλεση των εργασιών διαμόρφωσης πετάσματος από πασσαλοσανίδες πρέπει να γίνεται με τη σειρά που καθορίζεται στη μελέτη. Κάθε επόμενο στάδιο κατασκευής απαιτεί την ολοκλήρωση του προηγούμενου, όσον αφορά:

- την εξασφάλιση των προβλεπομένων σταθμών επίχωσης και εκσκαφής
- τη διαπίστωση τυχόν μεταβολών στις στάθμες του υπογείου και του ελεύθερου νερού
- την επίτευξη αποδεκτών χαρακτηριστικών επίχωσης κατά μήκος και των δύο πλευρών του πετάσματος και εμπρός από τις πλάκες αγκύρωσης
- τη διαπίστωση ότι οι μετακινήσεις του πετάσματος δεν απέχουν από τις προβλέψεις της μελέτης (ανά στάδιο)

- τον καθορισμό περιορισμών στις επιφορτίσεις (αν απαιτείται).

Οι χρησιμοποιούμενες βοηθητικές κατασκευές πρέπει να είναι σε θέση να ανταποκρίνονται στις πλέον δυσμενείς συνθήκες φόρτισης.

#### Διαφραγματικοί τοίχοι:

Οι προδιαγραφές ΕΤΕΠ 11-02-03, αφορούν στην κατασκευή προσωρινών ή μόνιμων διαφραγματικών τοίχων με αφαίρεση του εδαφικού υλικού που έχουν ως σκοπό είτε την αντιστήριξη γαιών, είτε τη βαθιά θεμελίωση δομικών έργων είτε την παρεμπόδιση κυκλοφορίας ύδατος ή ρυπαντικού υγρού στο έδαφος.

Τα ενσωματούμενα ή χρησιμοποιούμενα υλικά, δηλαδή ο μπετονίτης ή μπετονιτικό αιώρημα, τα αδρανή, το νερό, τα πρόσθετα και πρόσμικτα, το σκυρόδεμα και οι χαλύβδινοι οπλισμοί, πρέπει να ικανοποιούν τις απαιτήσεις του ακόλουθου πίνακα (Πίνακας 5.4.).

<b>Στοιχείο Κατασκευής</b>	<b>Απαιτήσεις</b>
μπετονίτης	<ul style="list-style-type: none"> <li>- ο στεγνός μπετονίτης πρέπει να είναι επεξεργασμένος και ή δυνατόν κατάλληλα ενεργοποιημένος</li> <li>- πρέπει να ανταποκρίνεται στις απαιτήσεις του ΕΛΟΤ EN ISO 13500</li> <li>- η ενυδάτωσή του για την παρασκευή του φρέσκου αιωρήματος θα πρέπει να ικανοποιεί τις ιδιότητες που αναφέρονται στο τεύχος ΕΤΕΠ 11-02-03 (§4.2.1 Πίνακας 1)</li> </ul>
σκυρόδεμα	<ul style="list-style-type: none"> <li>- θα πρέπει να έχει τέτοια σύνθεση ώστε να είναι εργάσιμο, ρευστό, να μην προκαλείται ξέπλυμα και να καλύπτει τις απαιτήσεις του έργου (αντοχή, παραμορφωσιμότητα και διαπερατότητα) <ul style="list-style-type: none"> <li>• αδρανή με καλή διαβάθμιση</li> <li>• τσιμέντο κοινό Ελληνικού τύπου</li> <li>• λόγος νερού προς τσιμέντο &lt; 0,60</li> <li>• πλαστικότητα με κάθιση 18 ÷ 21 cm (ΕΛΟΤ EN 12350.02 E2) ή 55 ÷ 60 cm (ΕΛΟΤ EN 12350.05 E2 flow test)</li> </ul> </li> <li>- για τη σκυροδέτηση των πετασμάτων, το σκυρόδεμα θα πρέπει να έχει ελάχιστο ποσοστό τσιμέντου 350 kg/m<sup>3</sup></li> <li>- για διαφράγματα πλαστικού σκυροδέματος πρέπει να επιτυγχάνεται χαμηλή διαπερατότητα και ευκαμψία του διαφραγματικού τοίχου</li> </ul>



χαλύβδινοι οπλισμοί	<ul style="list-style-type: none"> <li>- χάλυβας, σύμφωνα με το ΕΛΟΤ ΤΟ 1501-01-02-01-00</li> <li>- για την κατασκευή του κλωβού του οπλισμού των πανέλων (διαμήκεις και εγκάρσιοι), ο χάλυβας θα είναι σύμφωνος με των απαίτηση της μελέτης. Οι εγκάρσιοι θα πρέπει να έχουν επαρκή διάμετρο και πυκνότητα ώστε να εξασφαλίζεται η αναγκαία ακαμψία (ειδικά κατά την ανύψωση του κλωβού).</li> <li>- τα μεταλλικά στοιχεία (σωλήνες, πλάκες, συνδετήρες κλπ) θα πρέπει να είναι κατασκευασμένα από μη γαλβανισμένο σίδηρο, εξαιτίας του κινδύνου ηλεκτροχημικής διάβρωσης των οπλισμών</li> </ul>
------------------------	--

#### 5. Απαιτήσεις υλικών διαφραγματικών τοίχων κατά ΕΤΕΠ.

Η κατασκευή των διαφραγματικών τοίχων απαιτεί τις ακόλουθες εργασίες:

- προκαταρκτικές εργασίες και ενέργειες, όπως τοπογραφική αποτύπωση, έλεγχος θεμελίωσης γειτονικών κτιρίων, επιβεβαίωση γεωτεχνικής έρευνας κ.α.
- εκσκαφή της τάφρου, με τη βοήθεια συνεχούς οδηγού που οδηγεί τη μπάνα και εμποδίζει το αιώρημα από επιφανειακές διαρροές και καταπτώσεις
- κατασκευή και τοποθέτηση του οπλισμού
- σκυροδέτηση

#### Έργα αντιστηρίξεως από οπλισμένη γη:

Οι ακόλουθες απαιτήσεις ΕΤΕΠ 11-02-05, αφορούν την κατασκευή έργων αντιστηρίξεως από οπλισμένη γη με πιθανή ταυτόχρονη λειτουργία τους και ως έργων ανάληψης εξωτερικών φορτίων θεμελίωσης κατασκευών.

Στοιχείο Κατασκευής	Απαιτήσεις
εδafικά υλικά επίχωσης	<ul style="list-style-type: none"> <li>- κοκκώδη, με καλή κοκκομετρική διαβάθμιση και δεν προέρχονται από εύθρυπτα υλικά</li> <li>- για άοπλα επιχώματα, σύμφωνα με τις απαιτήσεις του ΕΛΟΤ ΤΠ1501-02-07-01</li> <li>- αργιλικά υλικά επίχωσης, σύμφωνα με το ΕΛΟΤ EN 14475</li> </ul>

οπλισμός	<ul style="list-style-type: none"> <li>- πρέπει να ικανοποιεί τις απαιτήσεις της μελέτης ως προς την αντοχή, παραμορφωσιμότητα, μακροχρόνια ερπυστική συμπεριφορά, τη διαβρωσιμότητα και την ανθεκτικότητα, ενώ σε περίπτωση χρήσης στοιχείων οπλισμού συγκεκριμένης εταιρείας θα γίνεται αναφορά σε πιστοποιητικά έγκρισης</li> <li>- οι χαλύβδινοι οπλισμοί θα είναι ράβδοι, λωρίδες ή χαλύβδινα πλέγματα σύμφωνα με πρότυπα ΕΛΟΤ EN 10025.01, 10025.02, 10025.03, 10025.04, ΕΛΟΤ EN ISO 1461 E2, ΕΛΟΤ EN 10080, 10218.01, 10218.02, 10223-3, 10244-1, 10244-2 και 10326</li> </ul>
υλικά επιφανειακής κάλυψης	<ul style="list-style-type: none"> <li>- πρέπει να επιτρέπουν τη διαμόρφωση επιφανειών με τις απαιτούμενες ανοχές ως προς την κατακορυφότητα και οριζοντιογραφική απόκλιση</li> <li>- πρέπει να επιτρέπουν την ανάληψη των αναμενόμενων διαφορικών μετακινήσεων χωρίς πρόκληση βλαβών</li> </ul>

6. Απαιτήσεις υλικών έργων αντιστήριξης από οπλισμένη γη κατά ΕΤΕΠ.  
Για την κατασκευή ενός τοίχου αντιστήριξης από οπλισμένη πρέπει να εκτελεστούν οι ακόλουθες εργασίες :

- διαμόρφωση του υποβάθρου για τη θεμελίωση του τοίχου αντιστήριξης
- κατασκευή και συμπύκνωση των εδαφικών στρώσεων της επίχωσης
- τοποθέτηση οπλισμού σε κάθε στρώση
- κατασκευή της επικάλυψης

Απαραίτητη εργασία είναι η κατασκευή στραγγιστηρίων για την αποφυγή ανάπτυξης υδατικών πιέσεων και απομείωσης των χαρακτηριστικών αντοχής του οπλισμού.

#### Τοίχοι Αντιστήριξης τύπου «Βερολίνου»:

Τα κριτήρια αποδοχής των ενσωματούμενων υλικών περιγράφονται στην ΠΕΤΕΠ 11-02-01 και παρουσιάζονται συνοπτικά στον επόμενο πίνακα (Πίνακας 5.3).

Στοιχείο Κατασκευής	Απαιτήσεις
στοιχεία νευρώσεων	<ul style="list-style-type: none"> <li>- έγχυτοι πάσσαλοι ή μικροπάσσαλοι, όπως περιγράφονται στις ΠΕΤΕΠ 11-01-01 και 11-01-03 αντίστοιχα</li> <li>- χαλύβδινες διατομές ΗΕΒ ή δύο διατομές UPN, σύμφωνα με τον Κανονισμό Τεχνολογίας Χαλύβων και με τις EN10025-1:2004 και EN10023-1:1997</li> </ul>

στοιχεία «πετσώματος»	<ul style="list-style-type: none"> <li>- εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, απλό, ινοπλισμένο ή οπλισμένο με δομικό πλέγμα</li> <li>- έγχυτο σκυρόδεμα, άοπλο ή οπλισμένο με δομικό πλέγμα</li> <li>- ξύλινες δοκοί μεταξύ δύο γειτονικών νευρώσεων και στηρίζονται στην αύλακα που δημιουργείται μεταξύ του κορμού και των πελμάτων της διατομής ΗΕΒ</li> </ul>
σύστημα αντιστήριξης	<ul style="list-style-type: none"> <li>- προεντεταμένες αγκυρώσεις, όπως αναγράφονται ακολούθως</li> <li>- χαλύβδινες αντηρίδες, σύμφωνα με τον Κανονισμό Τεχνολογίας Χαλύβων και με τις EN10025-1:2004</li> </ul>
7. Απαιτήσεις υλικών τοίχου αντιστήριξης τύπου «Βερολίνου» κατά ΠΕΤΕΠ.	

Η κατασκευή των τοίχων αντιστήριξης τύπου «Βερολίνου» περιλαμβάνει τα εξής:

- κατασκευή των κατακόρυφων νευρώσεων, πριν από την έναρξη της κύριας εκσκαφής
- βαθμιαία εκσκαφή και αντιστήριξή της
- οργανομετρήσεις για τον έλεγχο των εδαφικών παραμορφώσεων, με δίκτυο παρακολούθησης της συμπεριφοράς του τοίχου σε σχέση με όμορες κατασκευές, κατά τις εργασίες εκσκαφής και αντιστήριξης

## 7. Προσομοιώματα επίλυσης, δημιουργία προσομοιωμάτων και βασικές παράμετροι

Ο σκοπός της παρούσας εργασίας είναι η διερεύνηση της συμπεριφοράς τοίχου αντιστήριξης - εδάφους υπό την επίδραση ή μη εξωτερικού φορτίου (π.χ. κτηρίου). Για την εκτενέστερη μελέτη του φαινομένου επιλέγονται δυο προσομοιώματα, ένα με άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης και ένα με εύκαμπτο τοίχο. Τα προσομοιώματα αυτά ελέγχονται με γνωστές μεθόδους επίλυσης (Rankine-Coulomb-Wood, Mononobe-Okabe) αλλά και με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων (αριθμητική μέθοδος). Οι συνδυασμοί των προσομοιωμάτων που προκύπτουν από τις παραπάνω θεωρήσεις συνοψίζονται ως εξής:

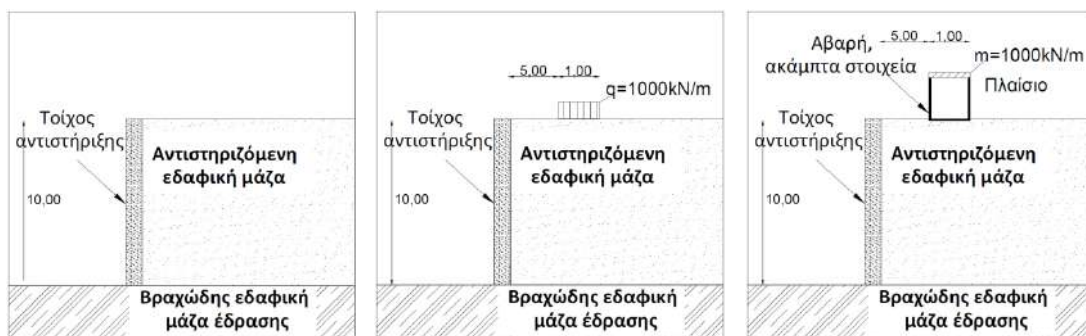
α/α	Είδος τοίχου	Φόρτιση	Ζητούμενη Όθηση	Συντελεστής	Μέθοδος	Βασικός τύπος
1_1	Άκαμπτος τοίχος	Ωθήσεις γαιών	$P_0;$	Με $K_0$	Rankine ή Coulomb	$P_0 = \frac{1}{2} * K_0 * \gamma * h^2$
1_2	Άκαμπτος τοίχος	Ωθήσεις γαιών και σεισμός	$\Delta P_{eq};$	Με $K_0, K_h$	Wood (ψευδό-δυναμική)	$P_{0E} = P_0 + \Delta P_{eq}$ ( $\Delta P_{eq} = \gamma * h^2 * k_h * F_p$ )
1_3	Άκαμπτος τοίχος	Ωθήσεις γαιών και σεισμός	$P_{0E};$	Με $K_0, K_h$	Αριθμητική μέθοδος (FEM)	Μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων (κώδικας Plaxis)
1_4	Άκαμπτος τοίχος	Ωθήσεις γαιών και εξωτερικό φορτίο Q	$P'_0;$	Με $K_0$	Rankine ή Coulomb	$P'_0 = P_Q + P_0$ ( $P_Q \rightarrow \sigma_h = 2 * \frac{q}{\pi} * (\beta_{rad} - \sin\beta * \cos 2\alpha)$ )
1_5	Άκαμπτος τοίχος	Ωθήσεις γαιών, σεισμός και εξωτερικό φορτίο Q	$P_{0E};$	Με $K_0, K_h$	Wood (ψευδό-δυναμική)	$P'_{0E} = P_Q + P_0 + \Delta P_{eq}$
1_6	Άκαμπτος τοίχος	Ωθήσεις γαιών, σεισμός και εξωτερικό φορτίο Q	$P'_{0E}$	Με $K_0, K_h$	Αριθμητική μέθοδος (FEM)	Μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων (κώδικας Plaxis)
2_1	Εύκαμπτος τοίχος	Ωθήσεις γαιών	$P_\alpha;$	Με $K_\alpha$	Rankine ή Coulomb	$P_\alpha = \frac{1}{2} * K_\alpha * \gamma * h^2$
2_2	Εύκαμπτος τοίχος	Ωθήσεις γαιών και σεισμός	$P_{AE};$	Με $K_{AE}$	Mononobe - Okabe	$P_{AE} = P_\alpha + \Delta P_{AE}$ ( $P_{AE} = \frac{1}{2} * K_{AE} * \gamma * h^2$ )
2_3	Εύκαμπτος τοίχος	Ωθήσεις γαιών και σεισμός	$P_{0E};$	Με $K_\alpha, K_{AE}$	Αριθμητική μέθοδος (FEM)	Μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων (κώδικας Plaxis)
2_4	Εύκαμπτος τοίχος	Ωθήσεις γαιών και εξωτερικό φορτίο Q	$P'_\alpha;$	Με $K_\alpha$	Rankine ή Coulomb	$P'_A = P_{\alpha Q} + P_\alpha$ ( $P_{\alpha Q} = q * B * \sqrt{K_\alpha}$ )

2_5	Εύκαμπτος τοίχος	Ωθήσεις γαιών, σεισμός και εξωτερικό φορτίο Q	$P'_{AE}$	Με $K_{\alpha}$ , $K_{AE}$	Wood (ψευδό - δυναμική)	$P'_{AE} = P_{\alpha Q} + P_{\alpha} + P_{AE}$
2_6	Εύκαμπτος τοίχος	Ωθήσεις γαιών, σεισμός και εξωτερικό φορτίο Q	$P'_{AE}$	Με $K_{\alpha}$ , $K_{AE}$	Αριθμητική μέθοδος (FEM)	Μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων (κώδικας Plaxis)

1. Πίνακας συνδυασμών φόρτισης - προσομοιωμάτων

Για τον υπολογισμό των ωθήσεων με γνωστές μεθόδους επίλυσης (Rankine-Coulomb-Wood, Mononobe-Okabe) δημιουργούνται λογιστικά φύλλα excel η ορθότητα των οποίων επαληθεύεται με γνωστά λογισμικά που διατίθενται στην αγορά, όπως αυτά παρουσιάζονται στο σχετικό παράρτημα.

Όπως αναφέρθηκε, η διερεύνηση του συστήματος γίνεται για τρεις περιπτώσεις ώστε να μπορούν να ελεγχθούν οι ιδιότητες των στοιχείων που συνθέτουν το προσομοίωμα και για την καλύτερη εποπτεία-επαλήθευση των αποτελεσμάτων. Όπως διακρίνεται στο Σχήμα 1, αρχικά δημιουργείται η απλή μορφή του συστήματος «τοίχος αντιστήριξης - αντιστηριζόμενη εδαφική μάζα» και πραγματοποιείται η επίλυσή του με αναλυτικές μεθόδους, αλλά και με τη χρήση του «PLAXIS». Το σύστημα αυτό αφορά, τόσο σε εύκαμπτους, όσο και σε άκαμπτους τοίχους που εξετάζονται υπό στατικές και δυναμικές συνθήκες. Στη δεύτερη περίπτωση, αναπτύσσεται εξωτερική φόρτιση επί του εξεταζόμενου συστήματος με τη μορφή ομοιόμορφου κατανεμημένου φορτίου. Τέλος, στην τρίτη περίπτωση επιβάλλεται στο σύστημα το ίδιο κατακόρυφο φορτίο μέσω ενός πλαισίου, το οποίο αποτελεί προσομοίωμα κτηρίου. Το πλαίσιο αποτελείται από αβαρή δύσκαμπτα υποστυλώματα, ενώ η οριζόντια δοκός φέρει το φορτίο. Όπως διακρίνεται στο Σχήμα 3, είναι γνωστό ότι το φορτίο ενός πλαισίου περνά στο έδαφος μέσω των κατακόρυφων μελών του. Αυτή η συνθήκη αναιρεί την αρχική θεώρηση που προέβλεπε το φορτίο ως ομοιόμορφα κατανεμημένο. Για την αντιμετώπιση αυτής της «ασυμφωνίας» και προκειμένου να επιτευχθεί η ομαλή κατανομή των φορτίων του πλαισίου στο έδαφος τοποθετήθηκε μία οριζόντια ράβδος στη βάση του πλαισίου, εν είδει κοιτόστρωσης.



(α) Αντιστήριξη – εδαφική μάζα

(β) Αντιστήριξη – εδαφική μάζα – εξωτερικό φορτίο

(γ) Αντιστήριξη – εδαφική μάζα – πλαίσιο

1. Οι τρεις εξεταζόμενες περιπτώσεις φόρτισης.

## 7.1. Άκαμπτος τοίχος αντιστήριξης

Στην περίπτωση που ο τοίχος θεωρείται άκαμπτος, π.χ. λόγω σχετικής άκαμπτης έδρασης στη βάση του και σε συνδυασμό με τη μεγάλη ακαμψία του ίδιου του τοίχου, ο συντελεστής ώθησης των γαιών  $K$  στην ενεργητική παρειά του τοίχου λαμβάνεται ίσος με  $0.5 * (K_0 + K_a)$ , δηλαδή έχει τιμή ίση με τον μέσο όρο της ενεργητικής και της ουδέτερης ώθησης. Στην ακραία περίπτωση ενός πλήρους ακαμάτου τοίχου (π.χ. μεγάλου πάχους με έδραση επι βράχου) οι πλευρικές τάσεις θα μείνουν περίπου οι γεωστατικές οπότε ο συντελεστής ώθησης των γαιών θα είναι ίσος με  $K_0$ .

Στατικές εδαφικές ωθήσεις χωρίς την εφαρμογή εξωτερικού φορτίου Q (1 1):

Ο προσδιορισμός του συντελεστή των στατικών εδαφικών ωθήσεων (δηλαδή χωρίς σεισμό) στην περίπτωση όπου η μετακίνηση εδάφους - τοίχου είναι σχεδόν μηδενική (EC7 §9.5.2) δίνεται από τον τύπο:

$$K_0 = (1 - \sin\varphi) = 0,5 \text{ όπου } \varphi = 30^\circ \quad (1)$$

Ισχύει για κανονικά στερεοποιημένες αργίλους, είδος εδάφους που αποτελεί το αντικείμενο των προσομοιωμάτων της παρούσας εργασίας.

Η κατανομή των πλευρικών πιέσεων και της συνιστάμενης τους ( όπως παρουσιάστηκε στο κεφ. 3) δίνεται από τους παρακάτω τύπους:

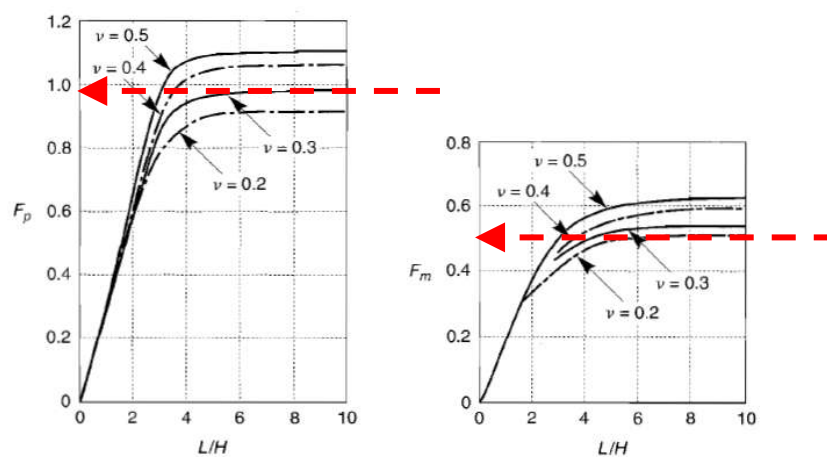
$$P_o = \frac{1}{2} * K_0 * \gamma * h^2 \text{ και} \quad (2)$$

$$\sigma_{h,0} = K_0 * \gamma * h \text{ όπου } (\gamma = \rho * g = 20Kn/m^3)$$

Δυναμικές – σεισμικές εδαφικές ωθήσεις χωρίς την εφαρμογή εξωτερικού φορτίου Q (1 2):

Ο υπολογισμός των δυναμικών ωθήσεων σε ακλόνητο τοίχο γίνεται με την μέθοδο Wood (1973). Οι παράμετροι που επιλέγονται είναι:

- $\nu=0.3$  (ο λόγος Poisson)
- $k_h = \frac{\alpha_h}{g}$  όπου  $\alpha_h = 0,24g$  (κατά ΕΑΚ). Τελικά  $k_h = 0,24$
- $\gamma = 20Kn/m^3$  ειδικό βάρος εδάφους
- Ο λόγος L/H λαμβάνεται ίσος με 10
- Από τα παραπάνω οι αδιάστατοι δυναμικοί συντελεστές  $F_p$  και  $F_m$  λαμβάνονται ίσοι με 1 και 0,55 αντίστοιχα.



2. Τιμές συντελεστών  $F_p$  και  $F_m$

Η τελική μορφή του τύπου του Wood (βλέπε κεφ. 4) είναι:

$$\Delta P_{eq} = \gamma * h^2 * k_h * F_p \quad (3)$$

η  $F_p = 1$  άρα  $\Delta P_{eq} = \gamma * h^2 * k_h$   $\Delta P_{eq} = \gamma * h^2 * 0.24$

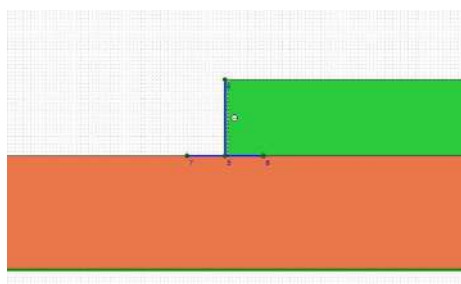
Και  $\Delta M_{eq} = \gamma * h^3 * k_h * F_m$  όπου  $F_m = 0,55$  άρα  $\Delta M_{eq} = \gamma * h^3 * 0.24 * 0,55$ .

Το σημείο εφαρμογής της δυναμικής ώθησης βρίσκεται στην θέση  $h_{eq} = \frac{\Delta P_{eq}}{\Delta M_{eq}}$ .

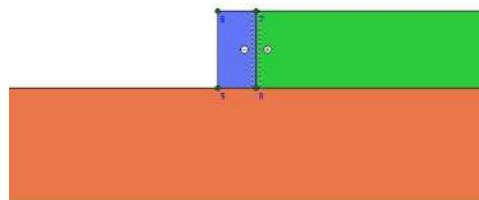
Υπολογισμός των ωθήσεων με αριθμητικές μεθόδους χωρίς την εφαρμογή εξωτερικού φορτίου Q. Μέθοδος των πεπερασμένων (κώδικας Plaxis) (1 3):

Με την χρήση των πεπερασμένων στοιχείων υπάρχει η δυνατότητα να παραχθούν αποτελέσματα σε προσομοιώματα όπου υπολογίζονται στατικές και δυναμικές ωθήσεις. Στον κώδικα Plaxis δημιουργείται αρχικά ένα σύστημα έδαφος-τοίχος αντιστήριξης.

Προσομοιώματα προσομοίωσης τοίχου αντιστήριξης -εδάφους



3. Τοίχος ως δοκός (Plate)



4. Τοίχος ως στερεό σώμα

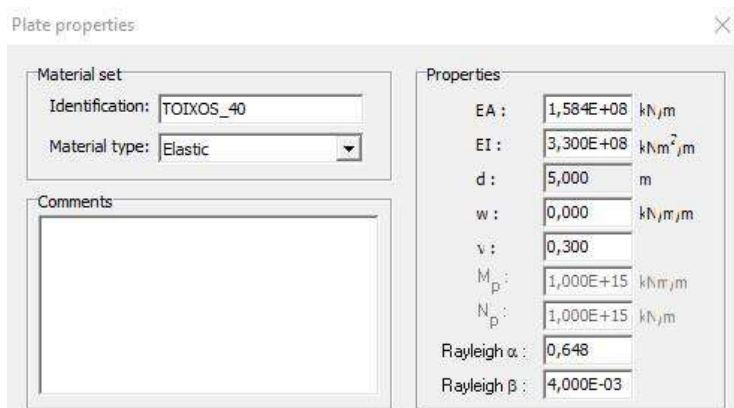
Για την κάθε περίπτωση τοίχου (άκαμπτος – εύκαμπτος) δημιουργούνται δυο προσομοιώματα, με σκοπό την επαλήθευση των αποτελεσμάτων και την καλύτερη επιλογή προσομοίωσης. Στο ένα προσομοίωμα ο τοίχος αντιστήριξης προσομοιώνεται ως στερεό σώμα και δίδονται χαρακτηριστικά τέτοια, ώστε να λειτουργεί ως σκυρόδεμα.

Το πάχος του τοίχου στην περίπτωση που θεωρείται άκαμπτος, είναι 5,00 μέτρα, ενώ το ύψος (παραμένει σταθερό) είναι 10,00 μέτρα.

Προσομοίωση ως στερεό σώμα		
Name	"ΤΟΙΧΟΣ"	
Material model	Linear elastic	
Material type	Drained	
$\gamma_{unsat}$	25	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_{sat}$	25	kN/m <sup>3</sup>
$E_{ref}$	8,127 E+07	kN/m <sup>2</sup>
$\nu$	0,300	
V_s	3500	m/s
V_p	6549	m/s

5. Προσομοίωση του τοίχου αντιστήριξης ως στερεό σώμα

Στο εναλλακτικό προσομοίωμα ο τοίχος λαμβάνεται ως δοκός από σκυρόδεμα χρησιμοποιώντας την εντολή *Plate* του Plaxis. Οι ιδιότητες του δοκού (*Plate*) προκειμένου αυτός να λειτουργεί ως άκαμπτος τοίχος παρουσιάζονται στην παρακάτω εικόνα.



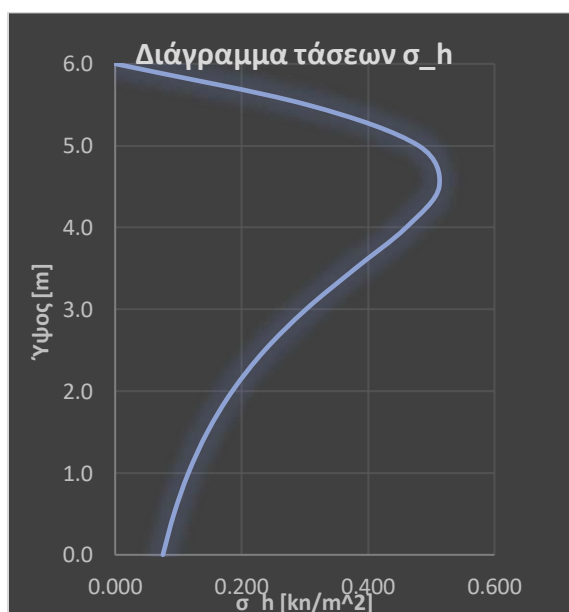
### 6. Ιδιότητες Plate άκαμπτου τοίχου

Η δυσκαμψία του τοίχου επιτυγχάνεται με την τιμή  $d=5,00$  ενώ το ύψος της κατασκευής είναι και σε αυτό το προσομοίωμα 10,00 μέτρα.

Και στις δυο περιπτώσεις ο συντελεστής ώθησης των γαιών  $K$  λαμβάνεται αρχικά ίσος με 0.5, ενώ στη συνέχεια τροποποιείται από το πρόγραμμα κατά τη φάση της ανάλυσης. Για των υπολογισμό των στατικών εδαφικών ωθήσεων (δηλαδή χωρίς σεισμό), η τιμή της επιτάχυνσης ( $x$ -acceleration) είναι  $\alpha_h = 0,00g$  αντίθετα όταν υπολογίζονται οι δυναμικές ωθήσεις, τότε στις αρχικές ρυθμίσεις η τιμή της επιτάχυνσης ( $x$ -acceleration) είναι  $\alpha_h = 0,24g$ .

#### Στατικές εδαφικές ωθήσεις με την εφαρμογή εξωτερικού φορτίου Q (1\_4):

Με δεδομένο ότι το εξωτερικό φορτίο εφαρμόζεται σε ένα ακλόνητο τοίχο αντιστήριξης παραμένει τότε η ώθηση που αναπτύσσεται να είναι η ουδέτερη ώθηση ή ώθηση ηρεμίας. Κατά συνέπεια συντελεστής ώθησης των γαιών ίσος με  $K_0$ .



### 7. Η κατανομή της οριζόντιας τάσης λόγω εξωτερικού φορτίου.

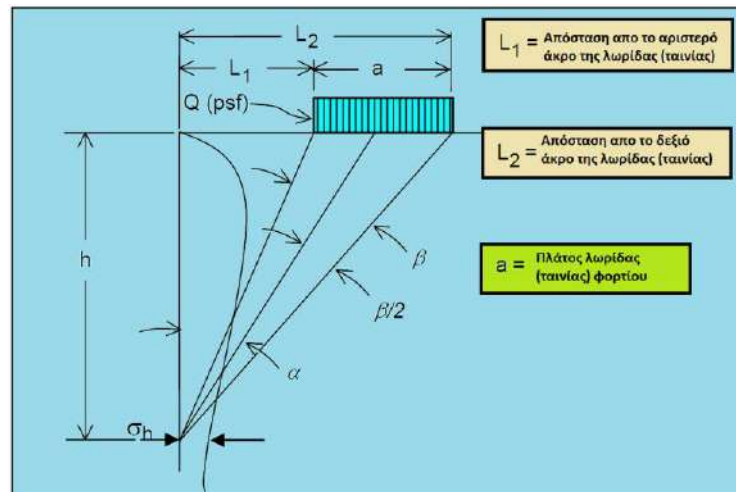


Η κατανομή της τάσης προκύπτει από το άθροισμα της επιφάνειας του διαγράμματος τάσεων που προέρχεται από την επιβολή της εξωτερική επιφόρτισης και της τριγωνικής επιφάνειας που προέρχεται από τις ωθήσεις των γαιών.

Η επιφάνεια που προέρχεται από το διάγραμμα των τάσεων (λόγω εξωτερικού φορτίου) συμβολίζεται με  $\sigma_h$  και δίδεται απο τον τυπο.

$$\sigma_h = 2 * \frac{q}{\pi} * (\beta_{rad} - \sin\beta * \cos 2\alpha) \quad (4)$$

Το φορτίο είναι  $q=1000\text{kN/m}$  η απόσταση  $L_1=5\text{m}$ , η το μήκος  $L_2=1\text{m}$ .



8. Γεωμετρικά στοιχεία φόρτισης τύπου λωρίδας (άκαμπτος τοίχος)

Η κατανομή των πλευρικών πιέσεων και της συνιστάμενης δίδεται από τους τύπους της περιπτώσεως 1\_1 συνυπολογίζοντας και την σχετική επιφόρτιση Q:

$$P'_o = P_Q + P_o \rightarrow \quad (5)$$

$$P_o = \frac{1}{2} * K_o * \gamma * h^2 \quad (\text{με } \gamma = \rho * g = 20\text{Kn/m}^3)$$

Ο συντελεστής των στατικών εδαφικών ωθήσεων παραμένει:

$$K_o = (1 - \sin\varphi) = 0,5 \quad \text{όπου } \varphi = 30^0 \quad (6)$$

#### Δυναμικές – σεισμικές εδαφικές ωθήσεις με την εφαρμογή εξωτερικού φορτίου Q (1\_5):

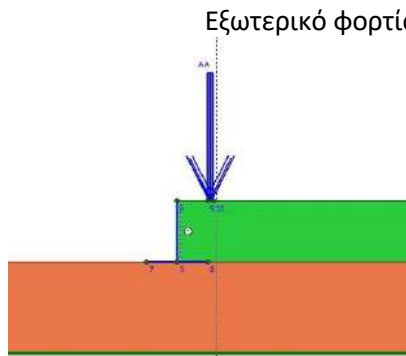
Στην περίπτωση αυτή εξετάζεται η αλληλεπίδραση εδάφους - τοίχου αντιστήριξης υπό την επίδραση (εκτός της ωθήσεως των γαιών) του σεισμού και την επιφόρτιση από το εξωτερικό φορτίο. Ο συντελεστής των στατικών εδαφικών ωθήσεων παραμένει  $K_o$  όπως αυτός υπολογίζεται στις προηγούμενες παραγράφους. Η συνολική πίεση είναι

$$P'_{oE} = P_Q + P_o + \Delta P_{eq} \quad (7)$$

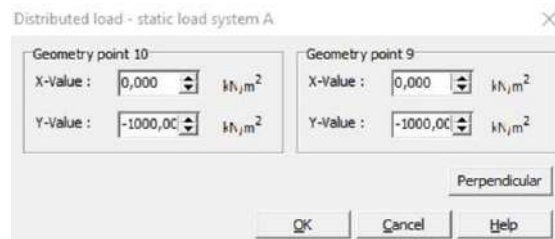
Το  $P_Q$  και το  $\Delta P_{eq}$  υπολογίζονται σύμφωνα με αυτά που αναφέρονται στην 1\_2, και στην 1\_4, περίπτωση αντίστοιχα. Για την  $P_o$  χρησιμοποιούνται οι σχέσεις της 1\_1.

## Υπολογισμός των ωθήσεων με αριθμητικές μεθόδους με την εφαρμογή εξωτερικού φορτίου Q. Μέθοδος των πεπερασμένων (κώδικας Plaxis) (1.6):

Με σκοπό την διερεύνηση της συμπεριφοράς και της αλληλεπίδρασης του συστήματος τοίχος αντιστήριξης-εξωτερικό φορτίο σ' αυτό το στάδιο εφαρμόζεται στο προσομοίωμα προσομοίωσης εξωτερικό φορτίο. Αρχικά εφαρμόζεται το εξωτερικό φορτίο ( $1000 \text{ kN/m}^2$ ) ως ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο, η επιλογή αυτή προκύπτει από το γεγονός ότι οι αριθμητικές λύσεις αφορούν στην περίπτωση της εφαρμογής του φορτίου απ' ευθείας στη εδαφική μάζα.



9. Μορφοποίηση φορτίου

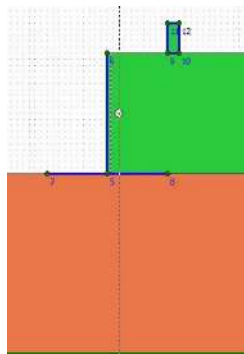


10. Ιδιότητες φορτίου

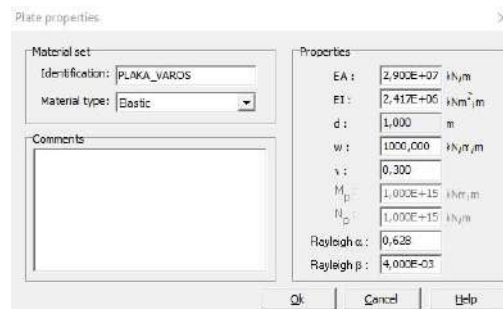
Δεν υπάρχουν αναλυτικές λύσεις που να περιγράφουν την κατανομή των τάσεων στην περίπτωση που το φορτίο προέρχεται από την ύπαρξη ενός κτηρίου.

Στη συνέχεια το ίδιο φορτίο ( $1000 \text{ kN/m}^2$ ) εφαρμόζεται στο προσομοίωμα και προσομοιώνεται ως πλαίσιο-κτήριο που το φορτίο φέρεται στην οροφή του ενώ τα κάθετα μέλη του πλαισίου είναι αβαρή και δύσκαμπτα.

### Εξωτερικό φορτίο ως ομοιόμορφο κατανεμημένο



11. Μορφοποίηση πλαισίου - κτήριο



12. Ιδιότητες φορτίου

## 7.2. Εύκαμπτος τοίχος αντιστήριξης

Όσο ο τοίχος παρέμεινε ακλόνητος το έδαφος βρίσκεται στην γεωστατική κατάσταση όπου ισχύει ο συντελεστής ώθησης των γαιών  $K$  λαμβάνεται ίσος με  $K_0$ . Αν ο τοίχος θεωρηθεί εύκαμπτος τότε μπορεί να παραμορφωθεί οπότε και μετατοπίζεται-υποχωρεί προς τα έξω. Στην περίπτωση αυτή δημιουργούνται οι συνθήκες ενεργητικής κατάστασης και ο

συντελεστής ώθησης των γαιών  $K$  λαμβάνεται ίσος με  $K_\alpha$ . Τέτοιες συνθήκες μπορούν να αναπτυχθούν ακόμα και με μια στροφή του τοίχου (προς τα έξω) περί της βάσης του.

Στατικές εδαφικές ωθήσεις χωρίς την εφαρμογή εξωτερικού φορτίου Q (2.1):

Ο προσδιορισμός του συντελεστή των στατικών εδαφικών ωθήσεων (δηλαδή χωρίς σεισμό) στην περίπτωση όπου η υπάρχει μετακίνηση εδάφους - τοίχου αντιστοιχεί στον συντελεστή ενεργητικών ωθήσεων, και είναι:

$$K_\alpha = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} = \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,333 \quad (8)$$

όπου  $\varphi = 30^\circ$

Η κατανομή των πλευρικών πιέσεων και της συνισταμένης τους δίδεται από τους παρακάτω τύπους:

$$P_\alpha = \frac{1}{2} * K_\alpha * \gamma * h^2 \text{ και} \quad (9)$$

$$\sigma_{h,\alpha} = K_\alpha * \gamma * h \text{ όπου } (\gamma = \rho * g = 20 \text{Kn/m}^3) \quad (10)$$

Δυναμικές-σεισμικές εδαφικές ωθήσεις χωρίς την εφαρμογή εξωτερικού φορτίου Q (2.2): Ο υπολογισμός των δυναμικών ωθήσεων σε εύκαμπτο τοίχο θα γίνει με την μέθοδο Mononobe-Okabe. Ο συντελεστής ενεργητικών (σεισμικών) εδαφικών ωθήσεων  $K_{AE}$  δίνεται από την σχέση:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \psi_e)}{\cos\psi_e * \cos^2\theta * \cos(\delta + \theta + \psi_e) * \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) * \sin(\varphi - \beta - \psi_e)}{\cos(\delta + \theta + \psi_e) * \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (11)$$

Η γωνία εφαρμογής της συνισταμένης δύναμης  $\psi_e$  προκύπτει από την σχέση:

$$\psi_e = \tan^{-1} \left( \frac{k_h}{1 - k_v} \right) \quad (12)$$

Οι παράμετροι του εδάφους που επιλέγονται, παρουσιάζονται στο παρακάτω πίνακα:

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΕΔΑΦΟΥΣ			
Ειδικό βάρος εδάφους	$\gamma =$	20,00	kn/m <sup>3</sup>
Γωνία εσωτερικής τριβής	$\phi =$	30,00	deg
Συντελεστής συνεκτ. Εδάφους	$c =$	0,00	kn/m <sup>2</sup>
Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και επίχωσης	$\delta =$	0,00	deg
Γωνία κλίσης της πίσω επιφάνειας του τοίχου	$\psi =$	90,00	deg
Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής	$k_h =$	0,24	g
Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής	$k_v =$	0,00	g

13. Παράμετροι εδάφους για την εφαρμογή της μεθόδου M-O

Τελικά η συνισταμένη (βαρυτική και σεισμική) ενεργητική ώθηση προκύπτει από τις σχέσεις:

$$P_{AE} = P_\alpha + \Delta P_{AE} \quad (13)$$

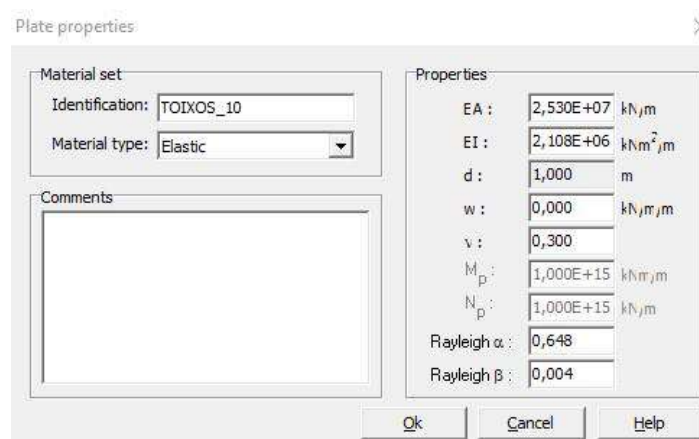
$$P_{AE} = \frac{1}{2} * K_{AE} * \gamma * h^2 * (1 - k_v) \quad (14)$$

Υπολογισμός των ωθήσεων με αριθμητικές μεθόδους χωρίς με την εφαρμογή εξωτερικού φορτίου Q. Μέθοδος των πεπερασμένων (κώδικας Plaxis) (2 3):

Για τον υπολογισμό των ωθήσεων σε εύκαμπτο τοίχο με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων η προσομοίωση των προσομοιωμάτων της περίπτωσης (1\_3) τροποποιείται ανάλογα, ώστε να συμπεριφέρονται ως εύκαμπτοι τοίχοι.

Στο προσομοίωμα που ο τοίχος αντιστήριξης προσομοιώνεται ως στερεό σώμα, η σχετική ευκαμψία του τοίχου επιτυγχάνεται με το κατάλληλο πάχος του τοίχου που επιλέγεται να είναι 1,00 μέτρο, αντίθετα το ύψος (παραμένει σταθερό) είναι 10,00 μέτρα.

Στην περίπτωση του άλλου προσομοίωμου όπου ο τοίχος λαμβάνεται ως δοκός από σκυρόδεμα χρησιμοποιώντας την εντολή Plate του Plaxis, οι ιδιότητες του δοκού (Plate) προκειμένου αυτός να λειτουργεί ως εύκαμπτος τοίχος παρουσιάζονται στην παρακάτω εικόνα.



14. Ιδιότητες Plate εύκαμπτου τοίχου

Στατικές εδαφικές ωθήσεις με την εφαρμογή εξωτερικού φορτίου Q (2 4):

Λαμβάνοντας υπ' όψη ότι το εξωτερικό φορτίο εφαρμόζεται σε ένα εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης, η ώθηση που αναπτύσσεται εξαρτάται από τον συντελεστή της ενεργητικής κατάστασης δηλαδή ο  $K$  είναι ίσος με  $K_\alpha$ .

Η ώθηση των γαιών υπό την επίδραση εξωτερικής φόρτισης για εύκαμπτο τοίχο είναι:

$$P_{q\alpha} = q * B * \sqrt{K_\alpha} \quad (15)$$

Η συνιστάμενη των πλευρικών πιέσεων δίδεται συνυπολογίζοντας και την σχετική επιφόρτιση Q:

$$P'_{o\alpha} = P_{q\alpha} + P_\alpha \rightarrow P_\alpha = \frac{1}{2} * K_\alpha * \gamma * h^2 \quad (\gamma = \rho * g = 20Kn/m^3) \quad (16)$$

Ο συντελεστής των στατικών εδαφικών ωθήσεων παραμένει:

$$K_\alpha = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} = \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,333 \quad (17)$$

όπου  $\varphi = 30^\circ$

Δυναμικές – σεισμικές εδαφικές ωθήσεις με την εφαρμογή εξωτερικού φορτίου Q (2\_5):

Στην περίπτωση αυτή εκτός των ωθήσεων των γαιών λόγω σεισμού προστίθενται και οι ωθήσεις από τη επιφόρτιση εξαιτίας του εξωτερικού φορτίου. Ο συντελεστής των εδαφικών και των σεισμικών ωθήσεων παραμένει  $K_\alpha$  ο  $K_{AE}$  αντίστοιχα όπως αυτοί υπολογίζονται στις προηγούμενες παραγράφους (βλέπε 2\_1,2\_2). Η συνολική πίεση είναι:

$$P'_{AE} = P_{aq} + P_\alpha + P_{AE} \quad (18)$$

Το  $P_{qa}$ , το  $P_{AE}$  και το  $P_{qa}$ , υπολογίζονται σύμφωνα με αυτά που αναφέρονται στην 2\_1, 2\_2 και στην 2\_4 περίπτωση αντίστοιχα.

Υπολογισμός των ωθήσεων με αριθμητικές μεθόδους με την εφαρμογή εξωτερικού φορτίου Q Μέθοδος των πεπερασμένων (κώδικας Plaxis) (2\_6):

Στο στάδιο αυτό γίνεται υπολογισμός των ωθήσεων σε εύκαμπτο τοίχο με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, υπό την επίδραση εξωτερικού φορτίου και σεισμικής δράσης (ψυχοδυναμική ανάλυση). Το φορτίο είναι αυτό που περιγράφεται στην περίπτωση 1\_6 και είναι  $Q=1000 \text{ kN/m}^2$ , είτε αυτό προσομοιώνεται ως ομοιόμορφο κατανεμημένο είτε ως πλαίσιο-κτήριο.

Για των υπολογισμό των στατικών εδαφικών ωθήσεων υπό την επίδραση της σεισμικής διέγερσης ενεργοποιείται στις αρχικές ρυθμίσεις του Plaxis η τιμή της επιτάχυνσης (x-acceleration) που είναι  $\alpha_h = 0,24g$ . Οι υπόλοιπες ιδιότητες που συνθέτουν το σύστημα τοίχος-εξωτερικό φορτίο παραμένουν σταθερές. Αξίζει να σημειωθεί ότι τα προσομοιώματα περιλαμβάνουν το φορτίο ως ομοιόμορφο κατανεμημένο ή ως πλαίσιο-κτήριο και όσον αφορά τον τοίχο αυτός είναι στερεό σώμα ή δοκός.

## 8. Αποτελέσματα – Συμπεράσματα αναλύσεων

Στο κεφάλαιο αυτό υπολογίζονται οι ωθήσεις που ασκούνται σε ένα τοίχο αντιστήριξης είτε αυτός είναι εύκαμπτος είτε άκαμπτος, υπό την επίδραση ή χωρίς την επίδραση εξωτερικής φόρτισης. Όπως αναδείχθηκε στα προηγούμενα κεφάλαια, ένας τρόπος υπολογισμού των ωθήσεων των γαιών είναι η εφαρμογή αναλυτικών μεθόδων (Rankine-Coulomb-Wood, Mononobe-Okabe). Αυτές οι μέθοδοι βασίζονται συνήθως σε θεωρητικές αναλύσεις και μαθηματικά προσομοιώματα, που λαμβάνουν υπόψη τις φυσικές και γεωτεχνικές ιδιότητες του εδάφους. Είναι σημαντικό να σημειωθεί ότι οι μέθοδοι αυτές βασίζονται σε προσεγγίσεις και υποθέσεις για τις ιδιότητες του εδάφους και συχνά απαιτείται, σε συγκεκριμένες περιπτώσεις, η χρήση πρόσθετων μεθόδων ή πειραματικών δοκιμών για πιο ακριβή αποτελέσματα. Για τον ακριβή προσδιορισμό των αποτελεσμάτων της ώθησης των γαιών χρησιμοποιούνται αριθμητικές μέθοδοι υπολογισμού. Μία από τις κοινά χρησιμοποιούμενες αριθμητικές μεθόδους είναι η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων (Finite Element Method, FEM). Στη μέθοδο αυτή, οι μηχανικές εξισώσεις επιλύονται για κάθε στοιχείο ξεχωριστά και η σύνθεση των αποτελεσμάτων των επι μέρους στοιχείων αποδίδουν την εντατική κατάσταση σε ολόκληρη την εδαφική περιοχή.

Προκειμένου να διερευνηθεί η συμπεριφορά του τοίχου αντιστήριξης-εδάφους υπό την επίδραση ή μη εξωτερικού φορτίου (π.χ. κτηρίου), οι αναλυτικές μέθοδοι, η διεθνής πρακτική και οι αντισεισμικοί κανονισμοί προτείνουν εξισώσεις που μπορούν να περιγράψουν την εντατική κατάσταση της εδαφικής μάζας. Ωστόσο όπως αναφέρθηκε τα αποτελέσματα που προέρχονται από την εφαρμογή των αναλυτικών μεθόδων δεν είναι ρεαλιστικά, εξ αίτιας των αδρομερών παραδοχών που υπεισέρχονται στους υπολογισμούς. Η χρήση των πεπερασμένων στοιχείων επιτρέπει στον μελετητή μηχανικό να αξιολογήσει τα αποτελέσματα από τις αναλυτικές εξισώσεις και ενδεχόμενος να διορθώσει τα πιθανά λάθη.

Στην παρούσα εργασία εξετάζεται αρχικά η απλή μορφή ενός συστήματος «τοίχος αντιστήριξης-αντιστηριζόμενη εδαφική μάζα» και γίνεται επίλυση του με αναλυτικές μεθόδους αλλά και με την χρήση του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων «Plaxis». Το σύστημα αυτό αφορά τόσο ευκάμπτους όσο και άκαμπτους τοίχους που ελέγχονται υπό στατικές και δυναμικές συνθήκες. Γίνεται επεξεργασία- αξιολόγηση των αποτελεσμάτων και σε δεύτερη φάση αναπτύσσεται στο προσομοίωμα εξωτερική φόρτιση. Η φόρτιση αυτή επιβάλλεται στο σύστημα αρχικά με την μορφή ομοιόμορφου κατανεμημένου φορτίου και στην συνέχεια ως πλαίσιο (που λειτουργεί ως προσομοίωμα κτηρίου), που συντίθεται από αβαρή δύσκαμπτα κάθετα μέλη και το οριζόντιο μέλος (δοκό) που φέρει το φορτίο. Επίσης στην δεύτερη φάση όπου το σύστημα γίνεται πιο σύνθετο, δηλαδή «τοίχος αντιστήριξης-αντιστηριζόμενη εδαφική μάζα-εξωτερικό φορτίο», τα προσομοιώματα προσομοίωσης επιλύονται με αναλυτικές και αριθμητικές μεθόδους. Τα ως άνω αποτελέσματα των επιλύσεων αξιολογούνται και γίνεται προσπάθεια να εξαχθούν συμπεράσματα σχετικά με την αλληλεπίδραση εδάφους-τοίχου αντιστήριξης-εξωτερικού φορτίου.

Αξίζει να σημειωθεί ότι για την επιβεβαίωση των αποτελεσμάτων (ουσιαστικά των εξισώσεων που προτείνονται από την βιβλιογραφία) ή των χαρακτηριστικών και των ιδιοτήτων των υλικών που χρησιμοποιούνται στη σύνθεση των προσομοιωμάτων σε κάθε φάση προσομοίωσης, αντλούνται αποτελέσματα τα οποία συγκρίνονται. Τα αποτελέσματα, οι έλεγχοι και η αξιολόγηση αυτών, παρουσιάζονται στις επόμενες παραγράφους που ακολουθούν.

## 8.1. Άκαμπτος τοίχος αντιστήριξης χωρίς εξωτερικό φορτίο.

Άκαμπτος τοίχος Στατικές ωθήσεις (1_1)																																
Αναλυτική μέθοδος	Αριθμητική μέθοδος (Plaxis)																															
	Προσομοίωση ως Στερεό σώμα	Προσομοίωση ως δοκός																														
<p><b>ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ (ΑΚΑΜΠΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ)</b></p> <p><b>ΠΡΟΤΥ</b></p> <p><b>ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΙΑ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ</b></p> <table border="1"> <tr><td>Ύψος τοίχου</td><td>H= 10,00</td><td>m</td></tr> <tr><td>Πλάτος κορυφής</td><td>φ= 0,50</td><td>m</td></tr> <tr><td>Πλάτος βάσης</td><td>β= 0,50</td><td>m</td></tr> <tr><td>Μήκος φράγματος</td><td>L= 1,00</td><td>m</td></tr> <tr><td>Ύψος θεμελίου</td><td>h= 0,50</td><td>m</td></tr> <tr><td>Ύψος φράγματος</td><td>h<sub>f</sub>= 0,50</td><td>m</td></tr> </table> <p><b>ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΕΣΩΦΩΣΗΣ</b></p> <table border="1"> <tr><td>Εξωτερική πίεση κλάσσης</td><td>γ= 20,00</td><td>kn/m<sup>3</sup></td></tr> <tr><td>Πλάτος κορυφής κλάσσης</td><td>φ= 30,00</td><td>deg</td></tr> <tr><td>Πλάτος βάσης κλάσσης</td><td>β= 0,00</td><td>kn/m<sup>3</sup></td></tr> <tr><td>Γωνία τριβής (μετά) τόπου και επιπέδου</td><td>δ= 0,00</td><td>deg</td></tr> </table> <p><b>Υπολογιστικό τμήμα στατικών ωθήσεων (Μέθοδος Coulomb)</b></p> <p><b>ΟΙΣΤΡΥΤ</b></p> <p><math>K_a = C1 - \sigma(\phi) \rightarrow</math> Συντελεστής ενεργού ώθησης κλάσσης <math>K_a = 0,500</math></p> <p><math>\sigma_{k1} = K_a \cdot \gamma \cdot h \rightarrow</math> Κορυφαία κατακόρυφη πίεση <math>\sigma_{k1} = 10,000</math> kn/m<sup>2</sup></p> <p><math>\sigma_{k2} = K_a \cdot \gamma \cdot h + A^2 \rightarrow</math> Βασική κατακόρυφη πίεση <math>\sigma_{k2} = 50,000</math> kn/m<sup>2</sup></p> <p><math>R_{k1} = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^2 \rightarrow</math> Κορυφαία δύναμη ώθησης <math>R_{k1} = 500,000</math> kn</p>	Ύψος τοίχου	H= 10,00	m	Πλάτος κορυφής	φ= 0,50	m	Πλάτος βάσης	β= 0,50	m	Μήκος φράγματος	L= 1,00	m	Ύψος θεμελίου	h= 0,50	m	Ύψος φράγματος	h <sub>f</sub> = 0,50	m	Εξωτερική πίεση κλάσσης	γ= 20,00	kn/m <sup>3</sup>	Πλάτος κορυφής κλάσσης	φ= 30,00	deg	Πλάτος βάσης κλάσσης	β= 0,00	kn/m <sup>3</sup>	Γωνία τριβής (μετά) τόπου και επιπέδου	δ= 0,00	deg	<p><b>Total normal stresses</b> Επίπεδο total normal stress = 97,77 kN/m<sup>2</sup> Εκвивалентное давление = 462,50 kN/m at position (220,45, 10,33) m</p>	<p><b>Total normal stresses</b> Επίπεδο total normal stress = 100,89 kN/m<sup>2</sup> Εκвивалентное давление = 475,13 kN/m at position (245,24, 10,17) m</p>
Ύψος τοίχου	H= 10,00	m																														
Πλάτος κορυφής	φ= 0,50	m																														
Πλάτος βάσης	β= 0,50	m																														
Μήκος φράγματος	L= 1,00	m																														
Ύψος θεμελίου	h= 0,50	m																														
Ύψος φράγματος	h <sub>f</sub> = 0,50	m																														
Εξωτερική πίεση κλάσσης	γ= 20,00	kn/m <sup>3</sup>																														
Πλάτος κορυφής κλάσσης	φ= 30,00	deg																														
Πλάτος βάσης κλάσσης	β= 0,00	kn/m <sup>3</sup>																														
Γωνία τριβής (μετά) τόπου και επιπέδου	δ= 0,00	deg																														
<b>P= 500kn/m</b>	<b>P=483 kn/m</b>	<b>P= 475kn/m</b>																														

Άκαμπτος τοίχος Στατικές και Δυναμικές ωθήσεις (1_2)																																												
Αναλυτική μέθοδος	Αριθμητική μέθοδος (Plaxis)																																											
	Προσομοίωση ως Στερεό σώμα	Προσομοίωση ως δοκός																																										
<p><b>ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΥΝΑΜΙΚΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ (ΑΚΑΜΠΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ)</b></p> <p><b>ΠΡΟΤΥ</b></p> <p><b>ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΙΑ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ</b></p> <table border="1"> <tr><td>Ύψος τοίχου</td><td>H= 10,00</td><td>m</td></tr> <tr><td>Πλάτος κορυφής</td><td>φ= 0,50</td><td>m</td></tr> <tr><td>Πλάτος βάσης</td><td>β= 0,50</td><td>m</td></tr> <tr><td>Μήκος φράγματος</td><td>L= 1,00</td><td>m</td></tr> <tr><td>Ύψος θεμελίου</td><td>h= 0,50</td><td>m</td></tr> <tr><td>Ύψος φράγματος</td><td>h<sub>f</sub>= 0,50</td><td>m</td></tr> </table> <p><b>ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΕΣΩΦΩΣΗΣ</b></p> <table border="1"> <tr><td>Εξωτερική πίεση κλάσσης</td><td>γ= 20,00</td><td>kn/m<sup>3</sup></td></tr> <tr><td>Πλάτος κορυφής κλάσσης</td><td>φ= 30,00</td><td>deg</td></tr> <tr><td>Πλάτος βάσης κλάσσης</td><td>β= 0,00</td><td>kn/m<sup>3</sup></td></tr> <tr><td>Γωνία τριβής (μετά) τόπου και επιπέδου</td><td>δ= 0,00</td><td>deg</td></tr> <tr><td>Όλκιμος συντελεστής</td><td>M= 10,00</td><td>kn/m<sup>2</sup></td></tr> <tr><td>Πλάτος επιπέδου αντιστήριξης</td><td>h= 0,24</td><td>m</td></tr> <tr><td>Δυναμικός συντελεστής</td><td>F= 1,00</td><td></td></tr> <tr><td>Δυναμικός συντελεστής</td><td>F<sub>h</sub>= 0,55</td><td></td></tr> </table> <p><b>Υπολογιστικό τμήμα δυναμικών ωθήσεων (Μέθοδος Wood)</b></p> <p><b>ΟΙΣΤΡΥΤ</b></p> <p><math>\sigma_{k1} = \frac{M}{h} \rightarrow</math> Εγγυηθείσα πίεση στο εδάφος <math>\sigma_{k1} = 5,248</math></p> <p><math>\Delta M_{k1} = \gamma \cdot h^2 \cdot K_a + K_a \cdot P_{k1} \rightarrow</math> Κατά μήκος κατακόρυφη πίεση <math>\Delta M_{k1} = 2040,000</math> kn<sup>2</sup>/m</p> <p><math>\Delta R_{k1} = \gamma \cdot h^3 \cdot K_a + K_a \cdot P_{k1} \cdot h \rightarrow</math> Δύναμη (βασική) ώθησης <math>\Delta R_{k1} = 480,000</math> kn</p> <p><math>\sigma_{k2} = \frac{\Delta M_{k1}}{\Delta R_{k1}} \rightarrow</math> Βασική κατακόρυφη πίεση <math>\sigma_{k2} = 0,182</math> kn/m<sup>2</sup></p> <p><math>R_{k2} = P_{k1} + \sigma_{k2} \cdot \Delta R_{k1} \rightarrow</math> Συνολική δύναμη (βασική) ώθησης <math>R_{k2} = 980,000</math> kn</p>	Ύψος τοίχου	H= 10,00	m	Πλάτος κορυφής	φ= 0,50	m	Πλάτος βάσης	β= 0,50	m	Μήκος φράγματος	L= 1,00	m	Ύψος θεμελίου	h= 0,50	m	Ύψος φράγματος	h <sub>f</sub> = 0,50	m	Εξωτερική πίεση κλάσσης	γ= 20,00	kn/m <sup>3</sup>	Πλάτος κορυφής κλάσσης	φ= 30,00	deg	Πλάτος βάσης κλάσσης	β= 0,00	kn/m <sup>3</sup>	Γωνία τριβής (μετά) τόπου και επιπέδου	δ= 0,00	deg	Όλκιμος συντελεστής	M= 10,00	kn/m <sup>2</sup>	Πλάτος επιπέδου αντιστήριξης	h= 0,24	m	Δυναμικός συντελεστής	F= 1,00		Δυναμικός συντελεστής	F <sub>h</sub> = 0,55		<p><b>Total normal stresses</b> Επίπεδο total normal stress = 126,40 kN/m<sup>2</sup> Εκвивалентное давление = 1,07*10<sup>3</sup> kN/m at position (221,20, 10,00) m</p>	<p><b>Total normal stresses</b> Επίπεδο total normal stress = 144,54 kN/m<sup>2</sup> Εκвивалентное давление = 1,02*10<sup>3</sup> kN/m at position (247,71, 10,27) m</p>
Ύψος τοίχου	H= 10,00	m																																										
Πλάτος κορυφής	φ= 0,50	m																																										
Πλάτος βάσης	β= 0,50	m																																										
Μήκος φράγματος	L= 1,00	m																																										
Ύψος θεμελίου	h= 0,50	m																																										
Ύψος φράγματος	h <sub>f</sub> = 0,50	m																																										
Εξωτερική πίεση κλάσσης	γ= 20,00	kn/m <sup>3</sup>																																										
Πλάτος κορυφής κλάσσης	φ= 30,00	deg																																										
Πλάτος βάσης κλάσσης	β= 0,00	kn/m <sup>3</sup>																																										
Γωνία τριβής (μετά) τόπου και επιπέδου	δ= 0,00	deg																																										
Όλκιμος συντελεστής	M= 10,00	kn/m <sup>2</sup>																																										
Πλάτος επιπέδου αντιστήριξης	h= 0,24	m																																										
Δυναμικός συντελεστής	F= 1,00																																											
Δυναμικός συντελεστής	F <sub>h</sub> = 0,55																																											
<b>P= 980kn/m</b>	<b>P=1070 kn/m</b>	<b>P= 1030kn/m</b>																																										

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι η εφαρμογή της αναλυτικής μεθόδου υπολογισμού των ωθήσεων καταλήγει σε αποτελέσματα που δεν αποκλίνουν πολύ από τα αποτελέσματα της εφαρμογής του κώδικα Plaxis και της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων.

Παρατηρώντας τους υπολογισμούς των στατικών ωθήσεων διαπιστώνεται μια απόκλιση μεταξύ των αποτελεσμάτων που είναι εντός του εύρους  $\pm 10\%$ . Αυτή η απόκλιση θεωρείται αποδεκτή και είναι εντός του περιθωρίου σφαλμάτων που οφείλονται κυρίως στους ακριβέστερους υπολογισμούς που γίνονται με τις αριθμητικές μεθόδους. Σε αυτό το σημείο επισημαίνεται ότι η αναλυτική μέθοδος δίνει τιμή μεγαλύτερη από τις αριθμητικές  $500 > 483 > 475$  [kn/m], που σημαίνει ότι βρίσκεται προς την πλευρά της ασφάλειας.

<b>Άκαμπτος τοίχος Στατικές ωθήσεις, απόκλιση υπολογισμών.</b>		
Αναλυτική μέθοδος	Αριθμητική μέθοδος (Plaxis)	
	Προσομοίωση ως Στερεό σώμα	Προσομοίωση ως δοκός
P= 500kn/m	P=483 kn/m	P= 475kn/m
Απόκλιση 10%: <b>450-550</b> [kn/m]	450< <b>483</b> <550 [kn/m]	450< <b>475</b> <550 [kn/m]

Όσον αφορά στους υπολογισμούς των στατικών και δυναμικών ωθήσεων, η απόκλιση μεταξύ των αποτελεσμάτων είναι εντός του εύρους  $\pm 10\%$ . Οι διάφορες αυτές, που είναι εντός του εύρους, θεωρούνται αναμενόμενες και αποδεκτές. Παρατηρείται ότι στον υπολογισμό του συνδυασμού στατικών και δυναμικών ωθήσεων η αριθμητική μέθοδος δίνει μεγαλύτερες τιμές  $1070 > 1030 > 980$  [kn/m].

<b>Άκαμπτος τοίχος Στατικές και Δυναμικές ωθήσεις, απόκλιση υπολογισμών.</b>		
Αναλυτική μέθοδος	Αριθμητική μέθοδος (Plaxis)	
	Προσομοίωση ως Στερεό σώμα	Προσομοίωση ως δοκός
P= 980kn/m	P=1070 kn/m	P= 1030kn/m
Απόκλιση 10%: <b>882-1078</b> [kn/m]	882< <b>1070</b> <1078 [kn/m]	882< <b>1030</b> <1078 [kn/m]

Η φόρτιση από την δυναμική ώθηση για κάθε περίπτωση σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα είναι:

<b>Υπολογισμός Δυναμικών ωθήσεων, απόκλιση υπολογισμών.</b>		
Αναλυτική μέθοδος	Αριθμητική μέθοδος (Plaxis)	
	Προσομοίωση ως Στερεό σώμα	Προσομοίωση ως δοκός
P= 980-500= <b>480</b> kn/m	P=1070-483= <b>587</b> kn/m	P= 1030-475= <b>550</b> kn/m
Απόκλιση 10%: <b>432-528</b> [kn/m]	<b>587</b> >528 [kn/m]	<b>555</b> >528 [kn/m]

Διαπιστώνεται ότι ενώ στο σύνολο των αποτελεσμάτων η απόκλιση είναι εντός του εύρους  $\pm 10\%$ , εξετάζοντας αποκλειστικά τις τιμές των δυναμικών ωθήσεων, σε αυτές παρατηρείται απόκλιση ποσοστού άνω του  $\pm 10\%$ . Συμπερασματικά προκύπτει ότι η αριθμητική μέθοδος δίνει μικρότερες τιμές όσον αφορά τις στατικές ωθήσεις και είναι περισσότερο ευαίσθητη στις δυναμικές ωθήσεις.



## 8.2. Άκαμπος τοίχος αντιστήριξης με εξωτερικό φορτίο που είναι ομοιόμορφα καταναμεμένο.

Άκαμπος τοίχος Στατικές ωθήσεις με εξωτερικό φορτίο (1_4)																																
Αναλυτική μέθοδος	Αριθμητική μέθοδος (Plaxis)																															
	Προσομοίωση ως Στερεό σώμα	Προσομοίωση ως δοκός																														
<p><b>ΥΛΟΣΤΑΣΕΙΣ ΛΟΓΩ ΕΞΩΤΕΡΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ (ΣΤΗΦΑΝΙΔΑΚΟΥ)</b></p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>ΜΕΤΡ.</th> <th>ΜΕΤΡ.</th> <th>ΜΕΤΡ.</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Υψος τοίχου</td> <td>h = 10.00</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>h<sub>1</sub></td> <td>3.00</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>h<sub>2</sub></td> <td>6.90</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>q<sub>1</sub></td> <td>2000.00</td> <td>kg/m</td> </tr> <tr> <td>q<sub>2</sub></td> <td>3000.00</td> <td>kg/m</td> </tr> <tr> <td>ρ<sub>1</sub></td> <td>200.00</td> <td>kg/m<sup>3</sup></td> </tr> <tr> <td>ρ<sub>2</sub></td> <td>300.00</td> <td>kg/m<sup>3</sup></td> </tr> <tr> <td>φ<sub>1</sub></td> <td>30.00</td> <td>deg</td> </tr> <tr> <td>φ<sub>2</sub></td> <td>35.00</td> <td>deg</td> </tr> </tbody> </table> <p>for non-yielding walls:  <math>\Delta P_{a1} = \frac{1}{2} \gamma_1 h_1^2 (\beta - \sin \beta \cos 2\alpha)</math>      for yielding walls, failure on failure:  <math>\Delta P_{a2} = \frac{1}{2} \gamma_2 h_2^2 (\beta - \sin \beta \cos 2\alpha)</math>  <math>\beta</math> in radians</p> <p><math>\beta = \tan^{-1} \left( \frac{h_1}{z_1} \right) - \tan^{-1} \left( \frac{h_2}{z_2} \right)</math>  <math>\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{z_1 + z_2}{2z_0} \right)</math></p> <p>Συνολική ώθηση με υδροστατικό σπλάγγισμα και εξωτερικό φορτίο σε βάθος τοίχου:  <math>P_{a1}^* = P_{a1} + P_{a2} = 994.96 \text{ kN}</math></p>	ΜΕΤΡ.	ΜΕΤΡ.	ΜΕΤΡ.	Υψος τοίχου	h = 10.00	m	h <sub>1</sub>	3.00	m	h <sub>2</sub>	6.90	m	q <sub>1</sub>	2000.00	kg/m	q <sub>2</sub>	3000.00	kg/m	ρ <sub>1</sub>	200.00	kg/m <sup>3</sup>	ρ <sub>2</sub>	300.00	kg/m <sup>3</sup>	φ <sub>1</sub>	30.00	deg	φ <sub>2</sub>	35.00	deg	<p>Total normal stresses:          Έπιπεδα total normal stress = 157.18 kN/m<sup>2</sup>          Equivalent force is <math>-1.05 \cdot 10^5 \text{ kN/m}</math> at position (250.74, 18.87) m</p>	<p>Total normal stresses:          Έπιπεδα total normal stress = 175.81 kN/m<sup>2</sup>          Equivalent force is <math>-1.04 \cdot 10^5 \text{ kN/m}</math> at position (245.81, 18.66) m</p>
ΜΕΤΡ.	ΜΕΤΡ.	ΜΕΤΡ.																														
Υψος τοίχου	h = 10.00	m																														
h <sub>1</sub>	3.00	m																														
h <sub>2</sub>	6.90	m																														
q <sub>1</sub>	2000.00	kg/m																														
q <sub>2</sub>	3000.00	kg/m																														
ρ <sub>1</sub>	200.00	kg/m <sup>3</sup>																														
ρ <sub>2</sub>	300.00	kg/m <sup>3</sup>																														
φ <sub>1</sub>	30.00	deg																														
φ <sub>2</sub>	35.00	deg																														
<b>P= 995kn/m</b>	<b>P=1080 kn/m</b>	<b>P= 1040kn/m</b>																														

Άκαμπος τοίχος Στατικές και Δυναμικές ωθήσεις με εξωτερικό φορτίο (1_5)																																
Αναλυτική μέθοδος	Αριθμητική μέθοδος (Plaxis)																															
	Προσομοίωση ως Στερεό σώμα	Προσομοίωση ως δοκός																														
<p><b>ΥΛΟΣΤΑΣΕΙΣ ΛΟΓΩ ΕΞΩΤΕΡΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ (ΣΤΗΦΑΝΙΔΑΚΟΥ)</b></p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>ΜΕΤΡ.</th> <th>ΜΕΤΡ.</th> <th>ΜΕΤΡ.</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Υψος τοίχου</td> <td>h = 10.00</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>h<sub>1</sub></td> <td>3.00</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>h<sub>2</sub></td> <td>6.90</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>q<sub>1</sub></td> <td>2000.00</td> <td>kg/m</td> </tr> <tr> <td>q<sub>2</sub></td> <td>3000.00</td> <td>kg/m</td> </tr> <tr> <td>ρ<sub>1</sub></td> <td>200.00</td> <td>kg/m<sup>3</sup></td> </tr> <tr> <td>ρ<sub>2</sub></td> <td>300.00</td> <td>kg/m<sup>3</sup></td> </tr> <tr> <td>φ<sub>1</sub></td> <td>30.00</td> <td>deg</td> </tr> <tr> <td>φ<sub>2</sub></td> <td>35.00</td> <td>deg</td> </tr> </tbody> </table> <p>for non-yielding walls:  <math>\Delta P_{a1} = \frac{1}{2} \gamma_1 h_1^2 (\beta - \sin \beta \cos 2\alpha)</math>      for yielding walls, failure on failure:  <math>\Delta P_{a2} = \frac{1}{2} \gamma_2 h_2^2 (\beta - \sin \beta \cos 2\alpha)</math>  <math>\beta</math> in radians</p> <p><math>\beta = \tan^{-1} \left( \frac{h_1}{z_1} \right) - \tan^{-1} \left( \frac{h_2}{z_2} \right)</math>  <math>\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{z_1 + z_2}{2z_0} \right)</math></p> <p>Συνολική ώθηση με υδροστατικό σπλάγγισμα και εξωτερικό φορτίο σε βάθος τοίχου:  <math>P_{a1}^* = P_{a1} + P_{a2} + \Delta P_{a1} = 1474.96 \text{ kN}</math></p>	ΜΕΤΡ.	ΜΕΤΡ.	ΜΕΤΡ.	Υψος τοίχου	h = 10.00	m	h <sub>1</sub>	3.00	m	h <sub>2</sub>	6.90	m	q <sub>1</sub>	2000.00	kg/m	q <sub>2</sub>	3000.00	kg/m	ρ <sub>1</sub>	200.00	kg/m <sup>3</sup>	ρ <sub>2</sub>	300.00	kg/m <sup>3</sup>	φ <sub>1</sub>	30.00	deg	φ <sub>2</sub>	35.00	deg	<p>Total normal stresses:          Έπιπεδα total normal stress = 227.47 kN/m<sup>2</sup>          Equivalent force is <math>-1.07 \cdot 10^5 \text{ kN/m}</math> at position (203.49, 18.51) m</p>	<p>Total normal stresses:          Έπιπεδα total normal stress = 224.05 kN/m<sup>2</sup>          Equivalent force is <math>-1.07 \cdot 10^5 \text{ kN/m}</math> at position (245.42, 18.17) m</p>
ΜΕΤΡ.	ΜΕΤΡ.	ΜΕΤΡ.																														
Υψος τοίχου	h = 10.00	m																														
h <sub>1</sub>	3.00	m																														
h <sub>2</sub>	6.90	m																														
q <sub>1</sub>	2000.00	kg/m																														
q <sub>2</sub>	3000.00	kg/m																														
ρ <sub>1</sub>	200.00	kg/m <sup>3</sup>																														
ρ <sub>2</sub>	300.00	kg/m <sup>3</sup>																														
φ <sub>1</sub>	30.00	deg																														
φ <sub>2</sub>	35.00	deg																														
<b>P= 1475kn/m</b>	<b>P=1670 kn/m</b>	<b>P= 1630kn/m</b>																														

Στην φάση αυτή στο υπό εξέταση προσομοίωμα εφαρμόζεται εξωτερικό φορτίο ομοιόμορφα κατανομημένο. Από την ανάγνωση των αποτελεσμάτων συνάγεται ότι τα αποτελέσματα της αναλυτικής μεθόδου υπολογισμού των στατικών ωθήσεων συμβαδίζουν με αυτά του κώδικα Plaxis. Η απόκλιση μεταξύ των αποτελεσμάτων για τις στατικές ωθήσεις είναι εντός του εύρους  $\pm 10\%$ . Η αναλυτική μέθοδος, μετά την εφαρμογή του εξωτερικού φορτίου, δίνει μικρότερες τιμές από αυτές που λαμβάνονται με τη χρήση των πεπερασμένων στοιχείων ( $995 < 1040 < 1080$  [kn/m]).

<b>Άκαμπτος τοίχος Στατικές ωθήσεις, απόκλιση υπολογισμών.</b>		
Αναλυτική μέθοδος	Αριθμητική μέθοδος (Plaxis)	
	Προσομοίωση ως Στερεό σώμα	Προσομοίωση ως δοκός
P= 995kn/m	P=1080 kn/m	P= 1040kn/m
Απόκλιση 10%: <b>885-1095</b> [kn/m]	885< <b>1080</b> <1095 [kn/m]	885< <b>1040</b> <1095 [kn/m]

Ελέγχοντας τα αποτελέσματα μόνο όσον αφορά την επίδραση του εξωτερικού φορτίου, προκύπτει ότι η απόκλιση είναι μεγαλύτερη του αποδεκτού εύρους. Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων υπολογίζει μεγαλύτερη τιμή φόρτισης που προκύπτει υπό την επίδραση του φορτίου ( $597 > 565 > 445$  [kn/m]).

<b>Στατικές ωθήσεις μόνο από εξωτερικό φορτίο, απόκλιση υπολογισμών.</b>		
Αναλυτική μέθοδος	Αριθμητική μέθοδος (Plaxis)	
	Προσομοίωση ως Στερεό σώμα	Προσομοίωση ως δοκός
P= 995-500=445 kn/m	P=1080-483=597 kn/m	P= 1040-475= 565kn/m
Απόκλιση 10%: <b>400-490</b> [kn/m]	597>490 [kn/m]	565>490 [kn/m]

Σε κάθε περίπτωση (από αυτές που έχουν εξεταστεί μέχρι στιγμής) οι αποκλίσεις στις τιμές που λαμβάνονται, εκτιμάται ότι οφείλονται στο γεγονός ότι η χρήση των πεπερασμένων στοιχείων οδηγεί σε ακριβέστερα αποτελέσματα. Η εκτίμηση αυτή δεν ισχύει στην παρακάτω περίπτωση όπως παρουσιάζεται στη συνέχεια.

Στο στάδιο αυτό εφαρμόζεται στο προσομοίωμα ομοιόμορφο κατανομημένο φορτίο και επιβάλλεται εδαφική διέγερση με επιτάχυνση 0,24g. Παρατηρείται στη συνολική τιμή των ωθήσεων, σημαντική απόκλιση μεταξύ των αποτελεσμάτων, άνω του εύρους  $\pm 10\%$ .

<b>Άκαμπτος τοίχος Στατικές και Δυναμικές ωθήσεις, απόκλιση υπολογισμών.</b>		
Αναλυτική μέθοδος	Αριθμητική μέθοδος (Plaxis)	
	Προσομοίωση ως Στερεό σώμα	Προσομοίωση ως δοκός
P= 1475kn/m	P=1670 kn/m	P= 1630kn/m
Απόκλιση 10%: <b>1328-1622</b> [kn/m]	<b>1670&gt;1622</b> [kn/m]	<b>1630&gt;1622</b> [kn/m]

Είναι φανερό ότι υπάρχει μια διαφορά στην τάξη μεγέθους από την τιμή των (περίπου) 1500[kn/m] στα 1700[kn/m]. Η διαφορά αυτή δεν θεωρείται ότι οφείλεται σε σφάλματα σχετικά με την ακρίβεια της εφαρμοζόμενης μεθόδου αλλά με την πραγματική επίδραση, στο προσομοίωμα, της εδαφικής διέγερσης.

### 8.3. Εύκαμπτος τοίχος αντιστήριξης

Εύκαμπτος τοίχος Στατικές ωθήσεις (2_1)																																											
Αναλυτική μέθοδος	Αριθμητική μέθοδος (Plaxis)																																										
	Προσομοίωση ως Στερεό σώμα	Προσομοίωση ως δοκός																																									
<p><b>ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΟΡΗΣΕΩΝ</b></p> <p><b>ΜΗΤΡ</b></p> <p><b>ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΙΑ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ</b></p> <table border="1"> <tr><td>Ύψος τοίχου</td><td>H= 10,00</td><td>m</td></tr> <tr><td>Ύψος κορυφής</td><td>h= 0,50</td><td>m</td></tr> <tr><td>Μήκος δαπέδου</td><td>Ld= 0,50</td><td>m</td></tr> <tr><td>Μήκος φέροντα</td><td>Lb= 1,00</td><td>m</td></tr> <tr><td>Ύψος δαπέδου</td><td>hd= 0,50</td><td>m</td></tr> <tr><td>Ύψος φέροντα</td><td>hb= 0,50</td><td>m</td></tr> </table> <p><b>ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΕΣ ΕΙΣΑΦΟΡΕΣ</b></p> <table border="1"> <tr><td>Ελαστικό μέτρο εδάφους</td><td>γ= 20,00</td><td>κN/m<sup>3</sup></td></tr> <tr><td>Γωνία εκπαράσεως τριβής</td><td>φ= 30,00</td><td>δgr</td></tr> <tr><td>Συντελεστής οριακού εδάφους</td><td>c= 0,00</td><td>κN/m<sup>2</sup></td></tr> <tr><td>Γωνία τριβής μεταξύ χώρου και στήριξης</td><td>δ= 0,00</td><td>δgr</td></tr> </table> <p><b>Υπολογιστικό τμήμα στατικών ωθήσεων (Μέθοδος Coulomb)</b></p> <p><b>OUTPUT</b></p> <table border="1"> <tr><td><math>K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) =</math> Συντελεστής ενεργού ωθήσεως του εδάφους</td><td>Ka= 0,333</td></tr> <tr><td><math>H_a = \gamma \cdot z \cdot z \cdot K_a =</math> Κατακόρυφος βέλτερος πίεσης</td><td>σ= 206,000</td><td>κN/m<sup>2</sup></td></tr> <tr><td><math>\sigma_{ha} = \sigma'_z + K_a \cdot z \cdot c' + \sqrt{K_a} \cdot c'</math> Οριζόντιες πιέσεις (αδρανειακή και κολλητική)</td><td>σh= 66,667</td><td>κN/m<sup>2</sup></td></tr> <tr><td><math>[H_a \cdot z' = H] \cdot K_a = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{ha} \cdot A =</math> Συνολική δύναμη οριζόντιων πιέσεων (αδρανειακή)</td><td>P= 333,333</td><td>κN</td></tr> </table>	Ύψος τοίχου	H= 10,00	m	Ύψος κορυφής	h= 0,50	m	Μήκος δαπέδου	Ld= 0,50	m	Μήκος φέροντα	Lb= 1,00	m	Ύψος δαπέδου	hd= 0,50	m	Ύψος φέροντα	hb= 0,50	m	Ελαστικό μέτρο εδάφους	γ= 20,00	κN/m <sup>3</sup>	Γωνία εκπαράσεως τριβής	φ= 30,00	δgr	Συντελεστής οριακού εδάφους	c= 0,00	κN/m <sup>2</sup>	Γωνία τριβής μεταξύ χώρου και στήριξης	δ= 0,00	δgr	$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) =$ Συντελεστής ενεργού ωθήσεως του εδάφους	Ka= 0,333	$H_a = \gamma \cdot z \cdot z \cdot K_a =$ Κατακόρυφος βέλτερος πίεσης	σ= 206,000	κN/m <sup>2</sup>	$\sigma_{ha} = \sigma'_z + K_a \cdot z \cdot c' + \sqrt{K_a} \cdot c'$ Οριζόντιες πιέσεις (αδρανειακή και κολλητική)	σh= 66,667	κN/m <sup>2</sup>	$[H_a \cdot z' = H] \cdot K_a = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{ha} \cdot A =$ Συνολική δύναμη οριζόντιων πιέσεων (αδρανειακή)	P= 333,333	κN	<p>Total normal stresses Επίπεδο total normal stress = 724,2 kN/m<sup>2</sup> Επιπέδωση force = 322,41 kN/m σε απόσταση (246,87,17,21) m</p>	<p>Total normal stresses Επίπεδο total normal stress = 131,29 kN/m<sup>2</sup> Επιπέδωση force = 321,88 kN/m σε απόσταση (245,32,16,24) m</p>
Ύψος τοίχου	H= 10,00	m																																									
Ύψος κορυφής	h= 0,50	m																																									
Μήκος δαπέδου	Ld= 0,50	m																																									
Μήκος φέροντα	Lb= 1,00	m																																									
Ύψος δαπέδου	hd= 0,50	m																																									
Ύψος φέροντα	hb= 0,50	m																																									
Ελαστικό μέτρο εδάφους	γ= 20,00	κN/m <sup>3</sup>																																									
Γωνία εκπαράσεως τριβής	φ= 30,00	δgr																																									
Συντελεστής οριακού εδάφους	c= 0,00	κN/m <sup>2</sup>																																									
Γωνία τριβής μεταξύ χώρου και στήριξης	δ= 0,00	δgr																																									
$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) =$ Συντελεστής ενεργού ωθήσεως του εδάφους	Ka= 0,333																																										
$H_a = \gamma \cdot z \cdot z \cdot K_a =$ Κατακόρυφος βέλτερος πίεσης	σ= 206,000	κN/m <sup>2</sup>																																									
$\sigma_{ha} = \sigma'_z + K_a \cdot z \cdot c' + \sqrt{K_a} \cdot c'$ Οριζόντιες πιέσεις (αδρανειακή και κολλητική)	σh= 66,667	κN/m <sup>2</sup>																																									
$[H_a \cdot z' = H] \cdot K_a = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{ha} \cdot A =$ Συνολική δύναμη οριζόντιων πιέσεων (αδρανειακή)	P= 333,333	κN																																									
<b>P= 333kN/m</b>	<b>P=323 kN/m</b>	<b>P= 311kN/m</b>																																									

Εύκαμπτος τοίχος Στατικές και Δυναμικές ωθήσεις (2_2)																																																														
Αναλυτική μέθοδος	Αριθμητική μέθοδος (Plaxis)																																																													
	Προσομοίωση ως Στερεό σώμα	Προσομοίωση ως δοκός																																																												
<p><b>ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΥΝΑΜΙΚΩΝ ΟΡΗΣΕΩΝ</b></p> <p><b>ΜΗΤΡ</b></p> <p><b>ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΙΑ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ</b></p> <table border="1"> <tr><td>Ύψος τοίχου</td><td>H= 10,00</td><td>m</td></tr> <tr><td>Ύψος κορυφής</td><td>h= 0,50</td><td>m</td></tr> <tr><td>Μήκος δαπέδου</td><td>Ld= 0,50</td><td>m</td></tr> <tr><td>Μήκος φέροντα</td><td>Lb= 1,00</td><td>m</td></tr> <tr><td>Ύψος δαπέδου</td><td>hd= 0,50</td><td>m</td></tr> <tr><td>Ύψος φέροντα</td><td>hb= 0,50</td><td>m</td></tr> </table> <p><b>ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΕΣ ΕΙΣΑΦΟΡΕΣ</b></p> <table border="1"> <tr><td>Ελαστικό μέτρο εδάφους</td><td>γ= 20,00</td><td>κN/m<sup>3</sup></td></tr> <tr><td>Γωνία εκπαράσεως τριβής</td><td>φ= 30,00</td><td>δgr</td></tr> <tr><td>Συντελεστής οριακού εδάφους</td><td>c= 0,00</td><td>κN/m<sup>2</sup></td></tr> <tr><td>Γωνία τριβής μεταξύ χώρου και στήριξης</td><td>δ= 0,00</td><td>δgr</td></tr> <tr><td>Γωνία κλίσεως της όψης επιρροής του τοίχου</td><td>ψ= 30,00</td><td>δgr</td></tr> <tr><td>Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής</td><td>κ= 0,34</td><td>g</td></tr> <tr><td>Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής</td><td>κ= 0,00</td><td>g</td></tr> </table> <p><b>Υπολογιστικό τμήμα δυναμικών ωθήσεων (Μέθοδος Mononobe-Okabe)</b></p> <p><b>OUTPUT</b></p> <table border="1"> <tr><td><math>\psi_a = \tan^{-1} \left( \frac{\sin(\theta + \phi)}{\cos(\theta + \phi) + \tan \phi \tan \alpha} \right) =</math> Γωνία κλίσεως της ενεργού ωθήσεως</td><td>ψa= 13,435</td></tr> <tr><td><math>\sin^2(\theta + \phi - \psi_a) =</math> Βασικός παράγοντας</td><td>sin= 0,953</td></tr> <tr><td><math>\cos^2 \theta = \cos^2(\theta + \phi + \psi_a) =</math> Δυναμικός παράγοντας</td><td>cos= 0,945</td></tr> <tr><td><math>\left[ \frac{\cos^2(\theta + \phi + \psi_a) \cdot \sin(\phi - \delta)}{\sin(\phi + \psi_a) \cdot \sin(\phi - \delta)} \right] =</math> Βασικός παράγοντας</td><td>sin= 1,862</td></tr> <tr><td><math>K_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi - \psi_a)}{\sin^2(\theta + \phi + \psi_a)}</math></td><td>Ka= 0,309</td></tr> <tr><td><math>K_{ad} = (1 - \delta_a) \cdot K_a =</math> Συντελεστής δυναμικής ενεργού ωθήσεως του εδάφους</td><td>Kad= 0,176</td></tr> <tr><td><math>a_h = \Delta K_{ad} \cdot \gamma \cdot z \cdot H =</math> Οριζόντιες πιέσεις (δυναμικών ωθήσεων - σεισμικού)</td><td>σH= 35,114</td><td>κN/m<sup>2</sup></td></tr> <tr><td><math>\Delta P_{ad} = \frac{1}{2} \cdot \Delta K_{ad} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \cos \alpha =</math> Δυναμική (δυναμικών ωθήσεων)</td><td>ΔPad= 175,569</td><td>κN</td></tr> <tr><td><math>P_{ad} = P_a + \Delta P_{ad} =</math> Συνολική δύναμη (δυναμικών ενεργών ωθήσεων)</td><td>Pad= 508,902</td><td>κN</td></tr> </table>	Ύψος τοίχου	H= 10,00	m	Ύψος κορυφής	h= 0,50	m	Μήκος δαπέδου	Ld= 0,50	m	Μήκος φέροντα	Lb= 1,00	m	Ύψος δαπέδου	hd= 0,50	m	Ύψος φέροντα	hb= 0,50	m	Ελαστικό μέτρο εδάφους	γ= 20,00	κN/m <sup>3</sup>	Γωνία εκπαράσεως τριβής	φ= 30,00	δgr	Συντελεστής οριακού εδάφους	c= 0,00	κN/m <sup>2</sup>	Γωνία τριβής μεταξύ χώρου και στήριξης	δ= 0,00	δgr	Γωνία κλίσεως της όψης επιρροής του τοίχου	ψ= 30,00	δgr	Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής	κ= 0,34	g	Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής	κ= 0,00	g	$\psi_a = \tan^{-1} \left( \frac{\sin(\theta + \phi)}{\cos(\theta + \phi) + \tan \phi \tan \alpha} \right) =$ Γωνία κλίσεως της ενεργού ωθήσεως	ψa= 13,435	$\sin^2(\theta + \phi - \psi_a) =$ Βασικός παράγοντας	sin= 0,953	$\cos^2 \theta = \cos^2(\theta + \phi + \psi_a) =$ Δυναμικός παράγοντας	cos= 0,945	$\left[ \frac{\cos^2(\theta + \phi + \psi_a) \cdot \sin(\phi - \delta)}{\sin(\phi + \psi_a) \cdot \sin(\phi - \delta)} \right] =$ Βασικός παράγοντας	sin= 1,862	$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi - \psi_a)}{\sin^2(\theta + \phi + \psi_a)}$	Ka= 0,309	$K_{ad} = (1 - \delta_a) \cdot K_a =$ Συντελεστής δυναμικής ενεργού ωθήσεως του εδάφους	Kad= 0,176	$a_h = \Delta K_{ad} \cdot \gamma \cdot z \cdot H =$ Οριζόντιες πιέσεις (δυναμικών ωθήσεων - σεισμικού)	σH= 35,114	κN/m <sup>2</sup>	$\Delta P_{ad} = \frac{1}{2} \cdot \Delta K_{ad} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \cos \alpha =$ Δυναμική (δυναμικών ωθήσεων)	ΔPad= 175,569	κN	$P_{ad} = P_a + \Delta P_{ad} =$ Συνολική δύναμη (δυναμικών ενεργών ωθήσεων)	Pad= 508,902	κN	<p>Total normal stresses Επίπεδο total normal stress = 453,50 kN/m<sup>2</sup> Επιπέδωση force = 508,55 kN/m σε απόσταση (246,51,17,01) m</p>	<p>Total normal stresses Επίπεδο total normal stress = 174,27 kN/m<sup>2</sup> Επιπέδωση force = 528,50 kN/m σε απόσταση (246,41,16,73) m</p>
Ύψος τοίχου	H= 10,00	m																																																												
Ύψος κορυφής	h= 0,50	m																																																												
Μήκος δαπέδου	Ld= 0,50	m																																																												
Μήκος φέροντα	Lb= 1,00	m																																																												
Ύψος δαπέδου	hd= 0,50	m																																																												
Ύψος φέροντα	hb= 0,50	m																																																												
Ελαστικό μέτρο εδάφους	γ= 20,00	κN/m <sup>3</sup>																																																												
Γωνία εκπαράσεως τριβής	φ= 30,00	δgr																																																												
Συντελεστής οριακού εδάφους	c= 0,00	κN/m <sup>2</sup>																																																												
Γωνία τριβής μεταξύ χώρου και στήριξης	δ= 0,00	δgr																																																												
Γωνία κλίσεως της όψης επιρροής του τοίχου	ψ= 30,00	δgr																																																												
Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής	κ= 0,34	g																																																												
Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής	κ= 0,00	g																																																												
$\psi_a = \tan^{-1} \left( \frac{\sin(\theta + \phi)}{\cos(\theta + \phi) + \tan \phi \tan \alpha} \right) =$ Γωνία κλίσεως της ενεργού ωθήσεως	ψa= 13,435																																																													
$\sin^2(\theta + \phi - \psi_a) =$ Βασικός παράγοντας	sin= 0,953																																																													
$\cos^2 \theta = \cos^2(\theta + \phi + \psi_a) =$ Δυναμικός παράγοντας	cos= 0,945																																																													
$\left[ \frac{\cos^2(\theta + \phi + \psi_a) \cdot \sin(\phi - \delta)}{\sin(\phi + \psi_a) \cdot \sin(\phi - \delta)} \right] =$ Βασικός παράγοντας	sin= 1,862																																																													
$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi - \psi_a)}{\sin^2(\theta + \phi + \psi_a)}$	Ka= 0,309																																																													
$K_{ad} = (1 - \delta_a) \cdot K_a =$ Συντελεστής δυναμικής ενεργού ωθήσεως του εδάφους	Kad= 0,176																																																													
$a_h = \Delta K_{ad} \cdot \gamma \cdot z \cdot H =$ Οριζόντιες πιέσεις (δυναμικών ωθήσεων - σεισμικού)	σH= 35,114	κN/m <sup>2</sup>																																																												
$\Delta P_{ad} = \frac{1}{2} \cdot \Delta K_{ad} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \cos \alpha =$ Δυναμική (δυναμικών ωθήσεων)	ΔPad= 175,569	κN																																																												
$P_{ad} = P_a + \Delta P_{ad} =$ Συνολική δύναμη (δυναμικών ενεργών ωθήσεων)	Pad= 508,902	κN																																																												
<b>P= 509kN/m</b>	<b>P=536 kN/m</b>	<b>P= 528kN/m</b>																																																												

Εξετάζοντας την περίπτωση του ευκάμπτου τοίχου αντιστήριξης, στις αντίστοιχες περιπτώσεις με αυτές του άκαμπτου, εξάγονται ανάλογα συμπεράσματα. Στον υπολογισμό των στατικών ωθήσεων λαμβάνονται αποτελέσματα όπου οι τιμές της αναλυτικής μεθόδου βρίσκονται πολύ κοντά με αυτές που προκύπτουν από την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων.

Η απόκλιση μεταξύ των αποτελεσμάτων είναι εντός του εύρους  $\pm 10\%$ . Αυτή η απόκλιση οφείλεται κυρίως στην ακρίβεια των υπολογισμών που γίνονται με τις αριθμητικές μεθόδους. Και σ' αυτή την περίπτωση η αναλυτική μέθοδος δίνει τιμή μεγαλύτερη από τις αριθμητικές  $333 > 323 > 311$  [kn/m] δηλαδή βρίσκεται προς την πλευρά της ασφάλειας.

<b>Ευκάμπτος τοίχος Στατικές ωθήσεις, απόκλιση υπολογισμών.</b>		
Αναλυτική μέθοδος	Αριθμητική μέθοδος (Plaxis)	
	Προσομοίωση ως Στερεό σώμα	Προσομοίωση ως δοκός
P= 333kn/m	P=323 kn/m	P= 311kn/m
Απόκλιση 10%: 302-365 [kn/m]	302< <b>323</b> <365 [kn/m]	302< <b>311</b> <365 [kn/m]

Στους υπολογισμούς των στατικών και δυναμικών ωθήσεων οι διάφορες μεταξύ των αποτελεσμάτων είναι εντός του εύρους  $\pm 10\%$  και σύμφωνα με τα παραπάνω θεωρούνται αναμενόμενες και αποδεκτές. Παρατηρείται ότι στον υπολογισμό του συνδυασμού στατικών και δυναμικών ωθήσεων, η αριθμητική μέθοδος δίνει μεγαλύτερες τιμές  $1070 > 1030 > 980$  [kn/m].


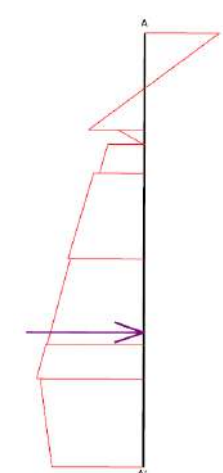
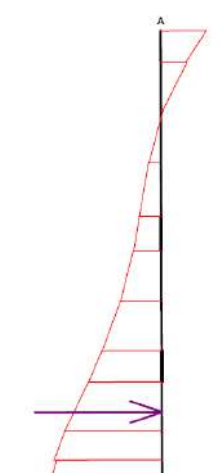
<b>Ευκάμπτος τοίχος Στατικές και Δυναμικές ωθήσεις, απόκλιση υπολογισμών.</b>		
Αναλυτική μέθοδος	Αριθμητική μέθοδος (Plaxis)	
	Προσομοίωση ως Στερεό σώμα	Προσομοίωση ως δοκός
P= 509kn/m	P=536 kn/m	P= 528kn/m
Απόκλιση 10%: <b>462-560</b> [kn/m]	462< <b>536</b> <560 [kn/m]	462< <b>528</b> <560 [kn/m]


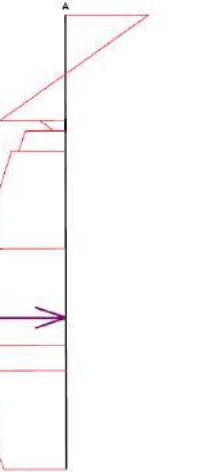
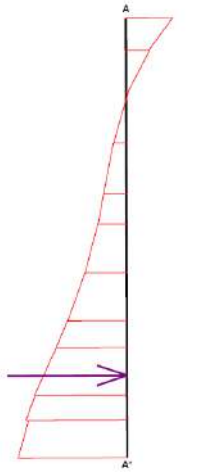
Η φόρτιση από τη δυναμική ώθηση για κάθε περίπτωση καταγράφεται στον κάτωθι πίνακα:

<b>Υπολογισμός Δυναμικών ωθήσεων, απόκλιση υπολογισμών.</b>		
Αναλυτική μέθοδος	Αριθμητική μέθοδος (Plaxis)	
	Προσομοίωση ως Στερεό σώμα	Προσομοίωση ως δοκός
P= 509-333= <b>176</b> kn/m	P=536-323= <b>213</b> kn/m	P= 528-311= <b>217</b> kn/m
Απόκλιση 10%: <b>160-194</b> [kn/m]	<b>213</b> >194 [kn/m]	<b>217</b> >194 [kn/m]

Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα, η απόκλιση στο σύνολο είναι εντός του εύρους  $\pm 10\%$  ενώ η απόκλιση μεταξύ των αποτελεσμάτων από τη φόρτιση που οφείλεται στην δυναμική διέγερση, ξεπερνά το ποσοστό αυτό. Για μια ακόμη φορά προκύπτει ότι η αριθμητική μέθοδος δίνει μικρότερες τιμές όσον αφορά τις στατικές ωθήσεις και είναι περισσότερο ευαίσθητη στις δυναμικές ωθήσεις.

## 8.4. Εύκαμπτος τοίχος αντιστήριξης με εξωτερικό φορτίο που είναι ομοιόμορφα κατανομημένο.

Εύκαμπτος τοίχος Στατικές ωθήσεις με εξωτερικό φορτίο (2_4)		
Αναλυτική μέθοδος	Αριθμητική μέθοδος (Plaxis)	
	Προσομοίωση ως Στερεό σώμα	Προσομοίωση ως δοκός
<p><b>ΤΑΞΕΙΣ ΕΔΑΦΟΥΣ ΛΟΓΩ ΕΞΩΤΕΡΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ (ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΟΥ)</b></p> <p><b>INPUT</b></p> <p><b>ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ</b></p> <p>Ύψος τοίχου H= 10,00 m            Β= 3,00 m            Α= 5,00 m            Ka= 0,333            Cstf= 1000,00 kN/m<sup>2</sup>            Pst= 333,33 kN</p>  <p><b>Υπολογιστικό τμήμα ωθήσεων (λόγω εξωτερικού φορτίου)</b></p> <p><b>OUTPUT</b></p> <p>σ_max 333 kN/m<sup>2</sup>            h_efst 1,34 m            Το P<sub>Q</sub> είναι το ημίσβητο του διαγράμματος των τάσεων            P<sub>Q</sub> 577,06 kN/m</p> <p>Συνολική φόρτιση με ωθήσεις γαιών επιβολής σεισμικού και εξωτερικού φορτίου για εύκαμπτο τοίχο.</p> $P'_M = P_{\alpha Q} + P_{\alpha} \rightarrow 910,39 \text{ kN}$	 <p>Total normal stresses            Έκταση total normal stress = 194,00 kN/m<sup>2</sup>            Equivalent force = 951,03 kN/m at position (247,02, 15,13) m</p>	 <p>Total normal stresses            Έκταση total normal stress = 276,76 kN/m<sup>2</sup>            Equivalent force = 420,52 kN/m at position (245,55, 14,82) m</p>
<b>P= 910kn/m</b>	<b>P=961 kn/m</b>	<b>P= 926kn/m</b>

Εύκαμπτος τοίχος Στατικές και Δυναμικές ωθήσεις με εξωτερικό φορτίο (2_5)		
Αναλυτική μέθοδος	Αριθμητική μέθοδος (Plaxis)	
	Προσομοίωση ως Στερεό σώμα	Προσομοίωση ως δοκός
<p><b>ΤΑΞΕΙΣ ΕΔΑΦΟΥΣ ΛΟΓΩ ΕΞΩΤΕΡΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ (ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΟΥ)</b></p> <p><b>INPUT</b></p> <p><b>ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ</b></p> <p>Ύψος τοίχου H= 10,00 m            Β= 3,00 m            Α= 5,00 m            Ka= 0,333            Cstf= 1000,00 kN/m<sup>2</sup>            Pst= 508,90 kN</p>  <p><b>Υπολογιστικό τμήμα ωθήσεων (λόγω εξωτερικού φορτίου)</b></p> <p><b>OUTPUT</b></p> <p>σ_max 333 kN/m<sup>2</sup>            h_efst 1,34 m            Το P<sub>Q</sub> είναι το ημίσβητο του διαγράμματος των τάσεων            P<sub>Q</sub> 577,06 kN/m</p> <p>Συνολική φόρτιση με ωθήσεις γαιών επιβολής σεισμικού και εξωτερικού φορτίου για εύκαμπτο τοίχο.</p> $P'_{AE} = P_Q + P_{\alpha} + P_{AE} \rightarrow 1085,96 \text{ kN}$	 <p>Total normal stresses            Έκταση total normal stress = 166,01 kN/m<sup>2</sup>            Equivalent force = 1,34710<sup>2</sup> kN/m at position (246,16, 14,34) m</p>	 <p>Total normal stresses            Έκταση total normal stress = 248,51 kN/m<sup>2</sup>            Equivalent force = 1,120710<sup>2</sup> kN/m at position (240,50, 15,57) m</p>
<b>P= 1085kn/m</b>	<b>P=1240 kn/m</b>	<b>P= 1260kn/m</b>

Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της περίπτωση κατά την οποία εφαρμόζεται στον εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης εξωτερικό φορτίο, ομοιόμορφα κατανεμημένο. Παρατηρώντας τις στατικές ωθήσεις, προκύπτει ότι αυτές, μεταξύ των διαφορετικών μεθόδων υπολογισμού, δεν εμφανίζουν σημαντικές διαφορές.

Η απόκλιση μεταξύ των αποτελεσμάτων υπό στατικές ωθήσεις, είναι εντός του εύρους  $\pm 10\%$ . Η αριθμητική μέθοδος δίνει μεγαλύτερες τιμές ( $910 < 926 < 991$  [kn/m]) σε σχέση με την αναλυτική μέθοδο, αλλά οι διαφορές περιορίζονται στη ζώνη του αποδεκτού. Εκτιμάται ότι οι διαφορές αυτές οφείλονται στη μεγάλη ακρίβεια των αποτελεσμάτων από την εφαρμογή του κώδικα Plaxis.

<b>Εύκαμπτος τοίχος Στατικές ωθήσεις, απόκλιση υπολογισμών.</b>		
Αναλυτική μέθοδος	Αριθμητική μέθοδος (Plaxis)	
	Προσομοίωση ως Στερεό σώμα	Προσομοίωση ως δοκός
P= 910kn/m	P=961 kn/m	P= 926kn/m
Απόκλιση 10%: <b>820-1000</b> [kn/m]	820< <b>961</b> <1000 [kn/m]	820< <b>926</b> <1000 [kn/m]

Ελέγχοντας τα αποτελέσματα υπό την επίδραση αποκλειστικά του εξωτερικού φορτίου, προκύπτει ότι αυτά δεν εμφανίζουν διαφορές άξιες να σημειωθούν και τελικά οι τιμές είναι εντός του αποδεκτού εύρους. Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων υπολογίζει μεγαλύτερη τιμή φόρτισης που όμως είναι πολύ κοντά μ' αυτή της αναλυτικής μεθόδου ( $668 > 615 > 577$  [kn/m]).

<b>Εύκαμπτος ωθήσεις μόνο από εξωτερικό φορτίο, απόκλιση υπολογισμών.</b>		
Αναλυτική μέθοδος	Αριθμητική μέθοδος (Plaxis)	
	Προσομοίωση ως Στερεό σώμα	Προσομοίωση ως δοκός
P= 910-333=577 kn/m	P=961-323=668 kn/m	P= 926-311= 615 kn/m
Απόκλιση 10%: <b>524-635</b> [kn/m]	638>635 [kn/m]	635>615 [kn/m]

Το επόμενο σημείο ελέγχου αφορά στην περίπτωση που στο προσομοίωμα του ευκάμπτου τοίχου εφαρμόζεται ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο και ταυτόχρονα επιβάλλεται εδαφική διέγερση με επιτάχυνση 0,24g. Από τον έλεγχο των τιμών διαπιστώνεται απόκλιση εύρους ποσοστού άνω του  $\pm 10\%$ .

<b>Εύκαμπτος τοίχος Στατικές και Δυναμικές ωθήσεις, απόκλιση υπολογισμών.</b>		
Αναλυτική μέθοδος	Αριθμητική μέθοδος (Plaxis)	
	Προσομοίωση ως Στερεό σώμα	Προσομοίωση ως δοκός
P= 1085kn/m	P=1240 kn/m	P= 1280kn/m
Απόκλιση 10%: <b>985-1194</b> [kn/m]	<b>1240&gt;1194</b> [kn/m]	<b>1260&gt;1194</b> [kn/m]

Οι διαφορές που εμφανίζονται στον παραπάνω πίνακα είναι μεν σημαντικές αλλά δεν διαφοροποιούνται όσον αφορά στην τάξη μεγέθους. Η αναλυτική μέθοδος δίνει μια τιμή περί τα 1100 [kn/m] και η αριθμητική μέθοδος μια τιμή περί τα 1250 [kn/m]. Η σύγκριση των τιμών δεν οδηγεί στο συμπέρασμα ότι υπάρχει αλλαγή τάξης μεγέθους ταυτόχρονα όμως δεν δύναται να ληφθεί ως αποδεκτό σφάλμα εφαρμογής της μεθόδου. Είναι απαραίτητο να γίνει

περαιτέρω έλεγχος ώστε να δοθεί πειστική ερμηνεία και εξήγηση για την διαφορά των αποτελεσμάτων.

### 8.5. Ειδική περίπτωση όπου το εξωτερικό φορτίο είναι προσομοίωση κτιρίου.

Άκαμπτος τοίχος Στατικές και Δυναμικές ωθήσεις με εξωτερικό φορτίο (Κτίριο).		
Αναλυτική μέθοδος	Αριθμητική μέθοδος (Plaxis)	
	Προσομοίωση ως Στερεό σώμα	Προσομοίωση ως δοκός
<p><b>ΤΑΞΕΙΣ ΕΔΑΦΟΥΣ ΛΟΓΩ ΕΞΩΤΕΡΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ (ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΟΥ)</b></p> <p><b>ΙΝΠΟΥΤ</b></p> <p><b>ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ</b></p> <p>Υψος τοίχου: H= 10,00 m          β= 1,00 m          A= 5,00 m          Ka= 0,333          Qsat= 1000,00 kN/m<sup>3</sup>          Pa 508,90 kPa</p> <p>Υπολογιστικό τμήμα ωθήσεων (λόγω εξωτερικού φορτίου)</p> <p><b>ΟΙΤΡΠΙΤ</b></p> <p><math>\sigma_{\max}</math> 333 kN/m<sup>2</sup>  <math>h_{\text{efar}}</math> 1,34 m          Pa 577,06 kN/m</p> <p>Συνολική φόρτιση με ωθήσεις γαλιών επιβολή σεισμού και εξωτερικό φορτίο για εύκαμπτο τοίχο.</p> <p><math>P'_{AB} = P_0 + P_a + P_{AB} \rightarrow 1474,36 \text{ kN}</math></p>	<p>Total normal stresses          Έπισημα total normal stress: 221,74 kN/m<sup>2</sup>          Εξωτερικό φορτίο = 1,79·10<sup>5</sup> kN/m at position (205,10,10,0) m</p>	<p>Total normal stresses          Έπισημα total normal stress: 237,40 kN/m<sup>2</sup>          Εξωτερικό φορτίο = 1,82·10<sup>5</sup> kN/m at position (242,03,10,42) m</p>
<b>P= 1475kn/m</b>	<b>P=1790 kn/m</b>	<b>P= 1800kn/m</b>

Εύκαμπτος τοίχος Στατικές και Δυναμικές ωθήσεις με εξωτερικό φορτίο (Κτίριο).		
Αναλυτική μέθοδος	Αριθμητική μέθοδος (Plaxis)	
	Προσομοίωση ως Στερεό σώμα	Προσομοίωση ως δοκός
<p><b>ΤΑΞΕΙΣ ΕΔΑΦΟΥΣ ΛΟΓΩ ΕΞΩΤΕΡΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ (ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΟΥ)</b></p> <p><b>ΙΝΠΟΥΤ</b></p> <p><b>ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ</b></p> <p>Υψος τοίχου: H= 10,00 m          β= 1,00 m          A= 5,00 m          Ka= 0,333          Qsat= 1000,00 kN/m<sup>3</sup>          Pa 508,90 kPa</p> <p>Υπολογιστικό τμήμα ωθήσεων (λόγω εξωτερικού φορτίου)</p> <p><b>ΟΙΤΡΠΙΤ</b></p> <p><math>\sigma_{\max}</math> 333 kN/m<sup>2</sup>  <math>h_{\text{efar}}</math> 1,34 m          Pa 577,06 kN/m</p> <p>Συνολική φόρτιση με ωθήσεις γαλιών επιβολή σεισμού και εξωτερικό φορτίο για εύκαμπτο τοίχο.</p> <p><math>P'_{AB} = P_0 + P_a + P_{AB} \rightarrow 1085,96 \text{ kN}</math></p>	<p>Total normal stresses          Έπισημα total normal stress: 154,00 kN/m<sup>2</sup>          Εξωτερικό φορτίο = 1,31·10<sup>5</sup> kN/m at position (247,03,10,10) m</p>	<p>Total normal stresses          Έπισημα total normal stress: 161,51 kN/m<sup>2</sup>          Εξωτερικό φορτίο = 1,33·10<sup>5</sup> kN/m at position (245,13,10,60) m</p>
<b>P= 1085kn/m</b>	<b>P=1310 kn/m</b>	<b>P= 1335kn/m</b>



Η τελική φάση της εργασίας προβλέπει στο σύνθετο προσομοίωμα «τοίχος αντιστήριξης-αντιστηριζόμενη εδαφική μάζα-εξωτερικό φορτίο», την αντικατάσταση του ομοιόμορφα κατανεμημένου φορτίου. Το εξωτερικό φορτίο σε αυτό το στάδιο φέρεται επι ενός άκαμπτου πλαισίου που λειτουργεί ως κτήριο. Στη βιβλιογραφία υπάρχουν εξισώσεις που περιγράφουν την κατανομή των ωθήσεων υπό την επίδραση εξωτερικού φορτίου, είτε αυτό είναι ομοιόμορφα κατανεμημένο είτε σημειακό (η περίπτωση του επιφανειακού φορτίου λύνεται ως κεντροβαρικά σημειακού). Οι εξισώσεις αυτές όπως προέκυψε από τα παραπάνω, οδηγούν σε αποτελέσματα αξιόπιστα, ειδικά στην περίπτωση που απουσιάζει η εδαφική διέγερση. Όταν τελικά στο σύστημα υπεισέρχεται εδαφική επιτάχυνση, μειώνεται η αξιοπιστία των εξισώσεων αυτών. Το ερώτημα που τίθεται είναι αν στην περίπτωση που το φορτίο στο σύνθετο προσομοίωμα δεν αναπτύσσεται όπως αντιλαμβάνονται οι κλασσικές εξισώσεις αλλά προσομοιάζει στο φορτίο ενός π.χ. κτηρίου, διαφοροποιείται η αλληλεπίδραση του συστήματος «κτήριο –τοίχος».

Στον άκαμπτο τοίχο που το εξωτερικό φορτίο υπεισέρχεται υπό τη μορφή κτηρίου (άκαμπτο πλαίσιο), η απόκλιση μεταξύ των αποτελεσμάτων είναι πέραν του εύρους  $\pm 10\%$ . Η αριθμητική μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων δίνει τιμή ωθήσεως, περίπου,  $P=1800\text{kn/m}$  ενώ η αναλυτική μέθοδος δίνει τιμή περί τα  $P=1500\text{kn/m}$ . Η διαφορά αυτή είναι της τάξης των  $300\text{kn/m}$ , δηλαδή μια σημαντική απόκλιση που δεν εξηγείται με ορούς σφάλματος μεθόδου. Το μέγεθος ( $300\text{kn/m}$ ) αυτό όπως είδαμε και στις παραπάνω αναλύσεις αντιστοιχεί σε μια ολόκληρη φόρτιση.

<b>Άκαμπτος τοίχος Στατικές και Δυναμικές ωθήσεις, απόκλιση υπολογισμών (Κτίριο).</b>		
Αναλυτική μέθοδος	Αριθμητική μέθοδος (Plaxis)	
	Προσομοίωση ως Στερεό σώμα	Προσομοίωση ως δοκός
$P=1475\text{ kn/m}$	$P=1790\text{ kn/m}$	$P=1800\text{ kn/m}$
Απόκλιση 10%: <b>1341-1623 [kn/m]</b>	<b>1790&gt;1623 [kn/m]</b>	<b>1800&gt;1623 [kn/m]</b>

Αντίστοιχα στον εύκαμπτο τοίχο οι διαφορές μεταξύ των αποτελεσμάτων είναι και αυτές πέραν του εύρους  $\pm 10\%$ . Η αριθμητική μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων δίνει τιμή ωθήσεως περίπου  $P=1320\text{kn/m}$ , ενώ η αναλυτική μέθοδος δίνει τιμή περί τα  $P=1100\text{kn/m}$ . Η διαφορά αυτή είναι της τάξης των  $220\text{kn/m}$ , δηλαδή μια σημαντική απόκλιση που επίσης δεν εξηγείται με ορούς σφάλματος μεθόδου.

<b>Εύκαμπτος τοίχος Στατικές και Δυναμικές ωθήσεις, απόκλιση υπολογισμών (Κτίριο).</b>		
Αναλυτική μέθοδος	Αριθμητική μέθοδος (Plaxis)	
	Προσομοίωση ως Στερεό σώμα	Προσομοίωση ως δοκός
$P=1085\text{ kn/m}$	$P=1310\text{ kn/m}$	$P=1335\text{ kn/m}$
Απόκλιση 10%: <b>985-1194 [kn/m]</b>	<b>1310&gt;1194 [kn/m]</b>	<b>1335&gt;1194 [kn/m]</b>

Αν παρατηρήσουμε την τιμή που είχαν οι στατικές ωθήσεις (εύκαμπτου τοίχου) δηλαδή περίπου  $P=320\text{kn/m}$ , βλέπουμε ότι τα μεγέθη είναι της ίδιας τάξης άρα συνάγεται ότι η ποσότητα των  $250\text{kn/m}$  δεν είναι αμελητέα.



## 8.6. Συνοπτική παρουσίαση αποτελεσμάτων – Συμπεράσματα

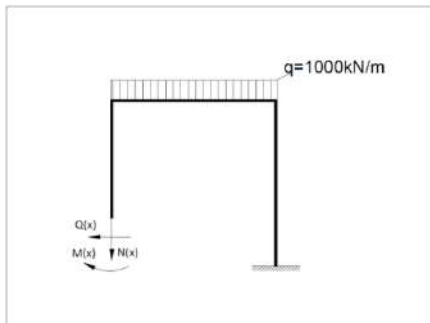
Το σύνολο των αποτελεσμάτων αποτυπώνεται στον παρακάτω Πίνακα. Όπως ειπώθηκε σε όλες τις περιπτώσεις τα αποτελέσματα έχουν μικρές αποκλίσεις, έτσι ώστε οι αναλυτικές μέθοδοι να επιβεβαιώνονται από την αριθμητική εφαρμογή και τελικά οι όποιες αποκλίσεις να θεωρούνται ότι προέρχονται από τα αποδεκτά σφάλματα των μεθόδων.

ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΟΣ ΠΙΝΑΚΑΣ			
ΕΙΔΟΣ ΤΟΙΧΟΥ / ΦΟΡΤΙΣΗΣ	Αναλυτική μέθοδος	Αριθμητική μέθοδος (Plaxis)	
		Προσομοίωση ως Στερεό σώμα	Προσομοίωση ως δοκός
Άκαμπτος τοίχος Στατικές ωθήσεις	P= 500kn/m	P=483 kn/m	P= 475kn/m
Άκαμπτος τοίχος Στατικές και Δυναμικές ωθήσεις	P= 980kn/m	P=1070 kn/m	P= 1030kn/m
Άκαμπτος τοίχος Στατικές ωθήσεις με εξωτερικό φορτίο	P= 995kn/m	P=1080 kn/m	P= 1040kn/m
Άκαμπτος τοίχος Στατικές και Δυναμικές ωθήσεις με εξωτερικό φορτίο	<b>P= 1475kn/m</b>	<b>P=1670 kn/m</b>	<b>P= 1630kn/m</b>
Εύκαμπτος τοίχος Στατικές ωθήσεις	P= 333kn/m	P=323 kn/m	P= 311kn/m
Εύκαμπτος τοίχος Στατικές και Δυναμικές ωθήσεις	P= 509kn/m	P=536 kn/m	P= 528kn/m
Εύκαμπτος τοίχος Στατικές ωθήσεις με εξωτερικό φορτίο	P= 910kn/m	P=961 kn/m	P= 926kn/m
Εύκαμπτος τοίχος Στατικές και Δυναμικές ωθήσεις με εξωτερικό φορτίο	<b>P= 1085kn/m</b>	<b>P=1240 kn/m</b>	<b>P= 1260kn/m</b>
Ειδική περίπτωση - Άκαμπτος τοίχος Στατικές και Δυναμικές ωθήσεις με εξωτερικό φορτίο (Κτίριο).	<b>P= 1475kn/m</b>	<b>P=1790 kn/m</b>	<b>P= 1800kn/m</b>
Ειδική περίπτωση - Εύκαμπτος τοίχος Στατικές και Δυναμικές ωθήσεις με εξωτερικό φορτίο (Κτίριο).	<b>P= 1085kn/m</b>	<b>P=1310 kn/m</b>	<b>P= 1335kn/m</b>

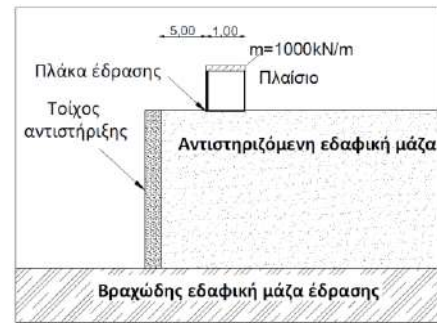
Δεν συμβαίνει όμως το ίδιο στην ειδική περίπτωση όπου στο προσομοίωμα εφαρμόζεται δυναμική διέγερση του εδάφους και το φορτίο βρίσκεται επί άκαμπτου πλαισίου (προσομοίωση κτηρίου). Σε αυτή την περίπτωση η απόκλιση μεταξύ των μεθόδων είναι τέτοια, ώστε να συνάγεται το συμπέρασμα ότι η φόρτιση που προέρχεται από το πλαίσιο επιδρά συνολικά στο σύστημα.

Μια πρώτη διαπίστωση αφορά στην κατανομή των δυνάμεων του πλαισίου στο έδαφος. Είναι γνωστό ότι το ομοιόμορφο φορτίο του πλαισίου περνά στο έδαφος μέσω των κατακόρυφων μελών του. Αυτή η συνθήκη αναιρεί την αρχική θεώρηση που προέβλεπε το φορτίο ως ομοιόμορφα κατανεμημένο διότι στην προσομοίωση μέσω πλαισίου το φορτίο μεταβιβάζεται στα σημεία στήριξης του πλαισίου στο έδαφος. Για την αντιμετώπιση αυτής της «ασυμφωνίας» έγινε δοκιμή εναλλακτικής προσομοίωσης τοποθετώντας μια οριζόντια

ράβδο στην βάση του πλαισίου (εν είδει κοιτόστρωσης), προκειμένου να επιτευχθεί η ομαλή κατανομή των φορτίων του πλαισίου στο έδαφος.



1. Τυπική μεταφορά των δυνάμεων ενός πλαισίου στο έδαφος.



2. Τοποθέτηση οριζόντιας ράβδου στη βάση του πλαισίου.

Πάρα την προσπάθεια ορθής προσομοίωσης του προβλήματος, είναι γεγονός ότι το πλαίσιο δεν φορτίζει το έδαφος με τον ίδιο τρόπο που αυτό φορτίζεται από την επιβολή του μοιόμορφα κατανεμημένου φορτίου.

Εκτιμώντας τα έως τώρα αναφερθέντα, συνάγεται ότι στο εξεταζόμενο σύστημα επιδρά κατά ένα μέρος η προσομοίωση του επιβαλλόμενου φορτίου αλλά αυτή η επίδραση δεν είναι καταληκτική ώστε να αιτιολογεί και τις αποκλίσεις μεταξύ των μεθόδων υπολογισμού.

Συνολικά διαπιστώθηκαν διαφοροποιήσεις μεταξύ των τιμών, που λαμβάνονται από την εφαρμογή των αναλυτικών και αριθμητικών μεθόδων όταν στο προσομοίωμα επιβάλλεται εξωτερικό φορτίο και εδαφική επιτάχυνση. Η εξήγηση που δίδεται για τις αποκλίσεις αυτές είναι ότι **το κτίριο υπό την επίδραση εδαφικής διέγερσης (Ag) αλληλεπιδρά με τον τοίχο αντιστήριξης και αυτό έχει σαν αποτέλεσμα την σημαντική αύξηση του μεγέθους της ώθησης των γαιών που ασκούνται στο σύστημα «τοίχος-εδαφική μάζα».**

**Ουσιαστικά οι αναλυτικές μέθοδοι που περιγράφουν την κατανομή των πιέσεων δεν προσδιορίζουν την τιμή των δυναμικών ωθήσεων που αναπτύσσονται στο προσομοίωμα.**

Η εξίσωση της αναλυτικής μεθόδου που χρησιμοποιήθηκε στη παρούσα εργασία για τον υπολογισμό των πιέσεων σε άκαμπτους τοίχους (Azizi, 2000) είναι:

$$\sigma_h = 2 * \frac{q}{\pi} * (\beta_{rad} - \sin\beta * \cos 2\alpha)$$

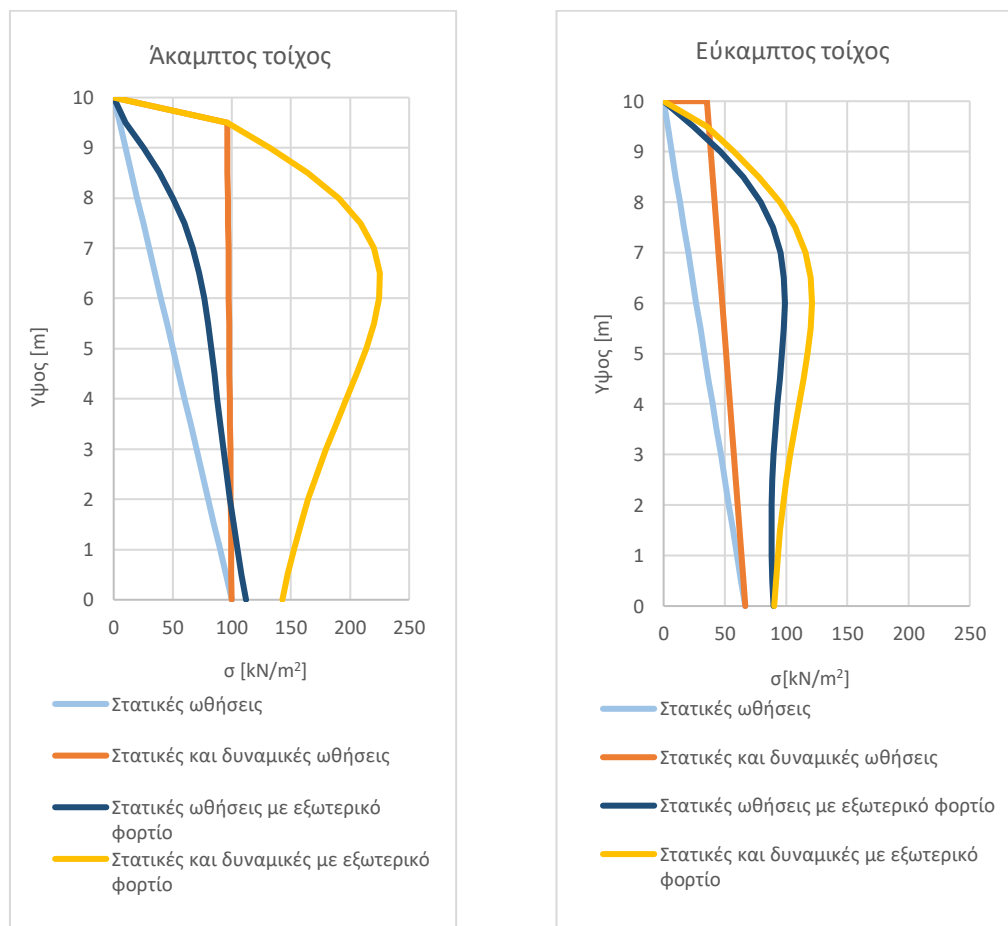
Διαπιστώνεται ότι δεν υπεισέρχεται σε αυτήν η επιτάχυνση του εδάφους. Το ίδιο ισχύει και για τις εξισώσεις που προτείνονται από τον NAVFAC Design Manual (1982) (Naval Facilities Engineering Command U.S. Navy).

Για την περίπτωση του ευκάμπτου τοίχου η εξίσωση της αναλυτικής μεθόδου που χρησιμοποιήθηκε για τον υπολογισμό των ωθήσεων είναι:

$$P_q = q * B * \sqrt{K_a}$$

Όπου  $K_a$  = ο συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων, δηλαδή υπεισέρχεται η επιτάχυνση του εδάφους όχι όμως με τέτοιο τρόπο που να οδηγεί σε αξιόπιστα αποτελέσματα. Παρ' όλα αυτά οι αποκλίσεις είναι μικρότερες από ότι στον άκαμπτο τοίχο.

Τέλος παρατηρήθηκε ότι η προσομοίωση του τοίχου ως δοκού στο πρόγραμμα Plaxis δείχνει να αποδίδει περισσότερο ρεαλιστικά διαγράμματα και ομαλοποιημένες τιμές.



3. Διαγράμματα εδαφικών ωθήσεων που προκύπτουν από τις αναλυτικές μεθόδους για την περίπτωση (α) άκαμπτου και (β) εύκαμπτου τοίχου.

στα δύο διαγράμματα του Σχήματος 3 παρουσιάζονται αντίστοιχα οι κατανομές των εδαφικών ωθήσεων που προέκυψαν από τις αναλυτικές μεθόδους για την περίπτωση του άκαμπτου και του εύκαμπτου τοίχου

### 8.7. Προτάσεις για μελλοντική έρευνα

Η παρούσα εργασία έφτασε ως ένα σημείο που εξήχθη το συμπέρασμα ότι **υπάρχει δυναμική αλληλεπίδραση υπερκείμενης κατασκευής-τοίχου αντιστήριξης υπό την επίδραση εδαφικής διέγερσης**. Η εξαγωγή αυτής της πληροφορίας προέκυψε από τη σύγκριση των αποτελεσμάτων που δίνει η χρήση αναλυτικών μεθόδων με τα αποτελέσματα που προέρχονται από την επίλυση ενός προσομοιώμα με την εφαρμογή των πεπερασμένων στοιχείων.

Μια πρόταση για μελλοντική έρευνα είναι η επαλήθευση κάποιων αναλυτικών εξισώσεων είτε με πειραματικούς σχηματισμούς είτε αριθμητικώς. Λόγω του ότι έχουν ήδη προηγηθεί προσπάθειες επαλήθευσης αναλυτικών μεθόδων, προτείνεται η μελλοντική έρευνα να εστιάσει στις εξισώσεις που αφορούν στην εφαρμογή του εξωτερικού φορτίου.

Όπως προέκυψε από την ανάλυση των αποτελεσμάτων, η εμφάνιση του συντελεστή ενεργητικών ωθήσεων  $K$  στις αναλυτικές μεθόδους (που περιγράφουν την δράση του

εξωτερικού φορτιού) δεν αποτύπωνε με ακριβή τρόπο την επιρροή της εδαφικής κίνησης και τα αποτελέσματα της στα εξαγόμενα μεγέθη των ωθήσεων. Θα πρέπει να γίνει περαιτέρω διερεύνηση τόσο στις τιμές που πρέπει να λαμβάνει ο συντελεστής  $K$  αλλά και στον αλγεβρικό του ρόλο στις αντίστοιχες εξισώσεις.

Η παρούσα έρευνα θα μπορούσε αποτελέσει τη βάση για μελλοντική έρευνα, στη βάση μιας ορθότερης προσομοίωσης του κτηρίου ως υπερκείμενης κατασκευής. Ενδεχομένως το κτήριο να χρειάζεται δύο ή τρία διαδοχικά πλαίσια αντί του ενός προκειμένου να προσομοιωθεί ορθότερα. Θα μπορούσαν επιπλέον να προστεθούν τρεις ή παραπάνω όροφοι καθώς και να λαμβάνεται υπόψη η παραμόρφωση των κατακόρυφων μελών που θεωρήθηκαν ως άκαμπτα. Η παραμόρφωση του κτηρίου μπορεί να μεταφέρει μια πρόσθετη ροπή που αξίζει να μελετηθεί.

Τέλος είναι αναγκαίο να επαληθευτούν οι υπάρχουσες εξισώσεις και να ερευνηθεί ο τρόπος με τον οποίο αυτές επηρεάζονται από παραμέτρους όπως η απόσταση του κτηρίου από τον τοίχο αντιστήριξης ή οι διαφορετικές ιδιότητες του εδάφους και πώς αυτές δύναται να υπεισέλθουν στις αναλυτικές εξισώσεις. Επίσης η συμβολή των χαρακτηριστικών ιδιοτήτων του τοίχου όπως το ύψος, ο τρόπος δόμησης (π.χ. μονόπλευρος – αμφίπλευρος πρόβολος) κ.α..

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α : Πρόγραμμα Plaxis

Για τους σκοπούς της παρούσας διπλωματικής εργασίας χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό Plaxis version 8. Πρόκειται για ένα λογισμικό που διατίθεται στην αγορά, το οποίο χρησιμοποιεί τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων για τη διδιάστατη ανάλυση προβλημάτων στις εφαρμογές γεωτεχνικής μηχανικής.

Για την αριθμητική ανάλυση απαιτείται η προσομοίωση του προβλήματος, με εισαγωγή στο πρόγραμμα όλων των στοιχείων που το απαρτίζουν, με τέτοιο τρόπο ώστε να το προσομοιώνουν όσο το δυνατόν ορθότερα.

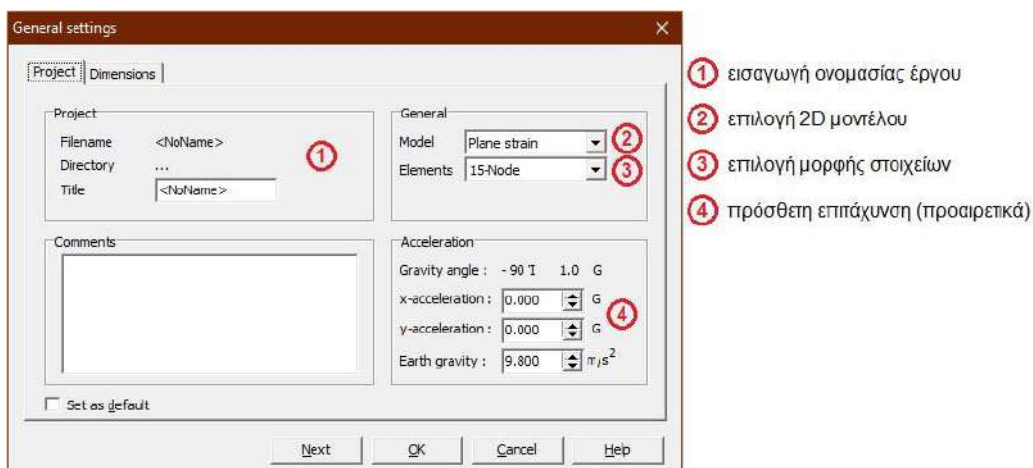
Η ανάλυση αποτελείται από τις ακόλουθες επιμέρους διεργασίες:

- εισαγωγή των δεδομένων (input)
- υπολογισμοί (calculations)
- εξαγωγή αποτελεσμάτων (output) και γραφημάτων (curves)

### 1. Εισαγωγή Δεδομένων

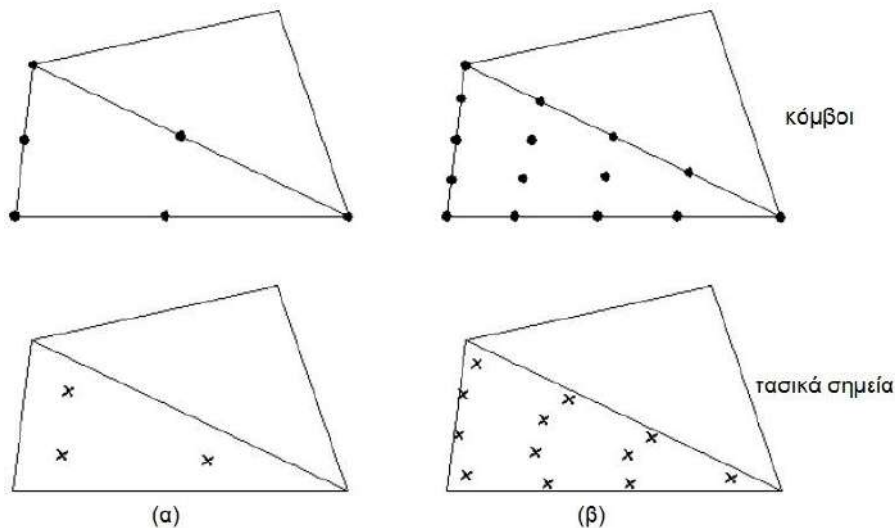
Το πρώτο βήμα για την ανάλυση ενός προβλήματος με πεπερασμένα στοιχεία είναι ο καθορισμός των γενικών ρυθμίσεων (General Settings) για τη δημιουργία του προσομοιώματος του εξεταζόμενου προβλήματος.

Ο χρήστης εισάγει το όνομα του έργου όπως επίσης και μια σύντομη πιο λεπτομερή περιγραφή του στο πλαίσιο για σχόλια (Comments). Στη συνέχεια, επιλέγει τη μορφή του τύπου του προσομοιώματος και τη μορφή των πεπερασμένων στοιχείων. Προαιρετικά, μπορεί να εισαχθεί επιτάχυνση, ξεχωριστή από τη βαρύτητα, για ψευδο-στατική ανάλυση δυναμικής φόρτισης (Εικόνα Α.1). Τέλος, καθορίζονται οι μονάδες του μήκους, της δύναμης και του χρόνου, καθώς και οι διαστάσεις της περιοχής σχεδίασης (Dimensions).



#### 1. Εισαγωγή γενικών ρυθμίσεων για την προσομοίωση του προβλήματος.

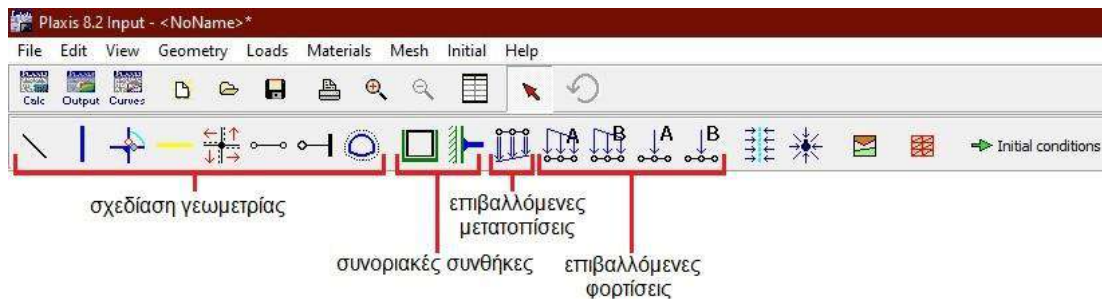
Το λογισμικό Plaxis παρέχει τη δυνατότητα μόρφωσης είτε διδιάστατων αξονοσυμμετρικών προσομοιωμάτων (axisymmetric model), είτε διδιάστατων προσομοιωμάτων πεπερασμένων στοιχείων με επίπεδη παραμόρφωση (plane strain model) (όπως παρουσιάστηκαν στο κεφ. 5) και το είδος των πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποιούνται μπορεί να είναι είτε επίπεδα εξακομβικά τριγωνικά στοιχεία είτε επίπεδα δεκαπεντακομβικά τριγωνικά στοιχεία (Σχήμα Α.1).



2. Μορφή πεπερασμένων στοιχείων. (α) 6-κομβικό τριγωνικό στοιχείο και (β) 15-κομβικό τριγωνικό στοιχείο

Σχεδιασμός του Προσομοίωμα:

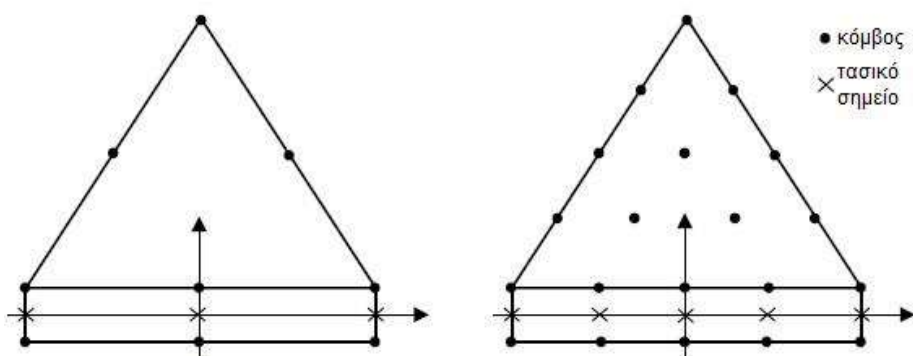
Αφού οριστούν οι γενικές ρυθμίσεις, το επόμενο βήμα είναι ο σχεδιασμός της γεωμετρίας του προσομοίωμα. Συνιστάται ο σχεδιασμός να ξεκινήσει από τον ορισμό του γεωμετρικού περιγράμματος και να ακολουθήσουν ο καθορισμός των εδαφικών στρώσεων, των στοιχείων της κατασκευής, των συνοριακών συνθηκών και των φορτίσεων (Εικόνα Α.2).



3. Η εργαλειοθήκη για τη σχεδίαση του γεωμετρικού προσομοίωμα, τον καθορισμό των συνοριακών συνθηκών και επιβαλλόμενων φορτίσεων ή/και μετατοπίσεων. Το πρόγραμμα δίνει τη δυνατότητα σχεδίασης του γεωμετρικού προσομοίωμα μέσα από επιλογή διαφόρων στοιχείων, όπως σημείων και γραμμών (points and lines), πλακών (plates), αρθρώσεων και περιστροφικών ελατηρίων (hinges and rotation springs), γεωπλεγμάτων (geogrids) και σηράγγων (tunnels).

Οι διεπιφάνειες (interfaces) οι οποίες προσομοιώνονται με τα στοιχεία διεπιφάνειας, χρησιμοποιούνται για να προσομοιώσουν τις διεπιφάνειες μεταξύ γειτονικών σωμάτων που βρίσκονται σε επαφή και τα οποία έχουν σημαντικά διαφορετικά μεταξύ τους χαρακτηριστικά (Σχήμα Α.2). Σχεδιάζονται θεωρώντας ότι έχουν εικονικό πάχος προκειμένου να καθοριστούν οι ιδιότητες τους. Όσο μεγαλύτερο είναι το εικονικό πάχος, τόσο μεγαλύτερες είναι οι ελαστικές παραμορφώσεις που δημιουργούνται. Γενικά, τα στοιχεία διεπιφάνειας θεωρείται ότι έχουν μικρές ελαστικές παραμορφώσεις και επομένως το εικονικό πάχος πρέπει να είναι μικρό, αλλά τόσο ώστε να μην δημιουργούνται αριθμητικά

σφάλματα. Το εικονικό πάχος ορίζεται μέσω του καθορισμού της τιμής ενός συντελεστή (Virtual thickness factor) και του μέσου μεγέθους των πεπερασμένων στοιχείων. Η προκαθορισμένη από το πρόγραμμα τιμή του συντελεστή εικονικού πάχους είναι 0,1.



4. Κατανομή κόμβων και τασικών σημείων στα στοιχεία διεπιφάνειας και η σύνδεσή τους με στοιχεία εδάφους.

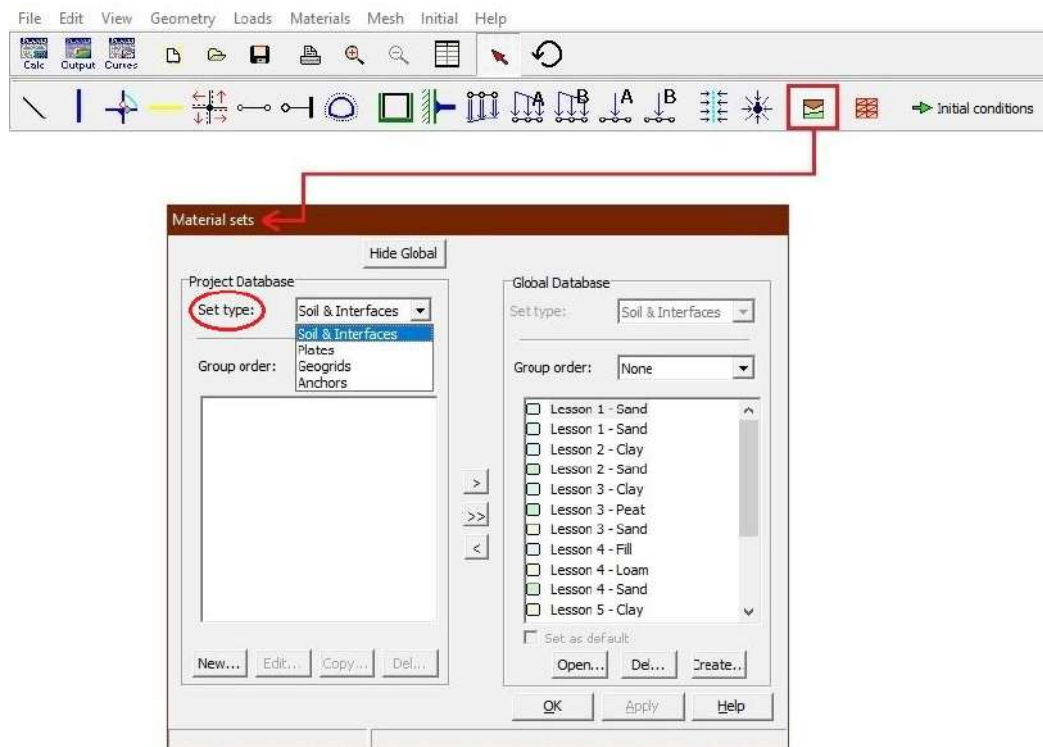
Στη συνέχεια, καθορίζονται οι συνοριακές συνθήκες του προσομοιώμα. Με την επιλογή Standard fixities, τοποθετούνται αυτόματα οι γενικές συνοριακές συνθήκες στο γεωμετρικό προσομοίωμα. Αυτές οι συνοριακές συνθήκες δημιουργούνται σύμφωνα με τους εξής κανόνες :

- στις κατακόρυφες γραμμές, στις οποίες η αρχή και το πέρας έχουν την ίδια συντεταγμένη  $x$ , η κίνηση δεσμεύεται κατά την οριζόντια διεύθυνση ( $u_x = 0$ )
- στις οριζόντιες γραμμές, στις οποίες η αρχή και το πέρας έχουν την ίδια συντεταγμένη  $y$ , η κίνηση δεσμεύεται και κατά τις δύο διευθύνσεις ( $u_x = u_y = 0$ )
- στις πλάκες οι οποίες φτάνουν έως το σύνορο του γεωμετρικού προσομοιώμα, δεν επιτρέπεται η στροφή ( $\phi_z = 0$ ) στο συγκεκριμένο σημείο του συνόρου, αν στο σημείο αυτό δεν επιτρέπεται η κίνηση τουλάχιστον κατά τη μία διεύθυνση

Επίσης, ορίζονται οι επιβαλλόμενες φορτίσεις και μετατοπίσεις. Όσον αφορά στις επιβαλλόμενες φορτίσεις, ο χρήστης μπορεί να επιλέξει μεταξύ της επιβολής επιφανειακής φόρτισης (κατανεμημένο φορτίο) και της επιβολής σημειακής φόρτισης (σημειακό φορτίο), η οποία στην πραγματικότητα είναι γραμμική ως προς την τρίτη διεύθυνση, εκτός του εξεταζόμενου επιπέδου. Οι επιβαλλόμενες μετατοπίσεις, αποτελούν ειδικές συνθήκες που επιβάλλονται στο υπό ανάλυση προσομοίωμα προκειμένου να ελεγχθούν οι μετατοπίσεις σε συγκεκριμένα σημεία.

Μετά τον σχεδιασμό του γεωμετρικού προσομοιώματος, σειρά έχει η εισαγωγή των παραμέτρων για τον καθορισμό των ιδιοτήτων του εδάφους και των υλικών της κατασκευής (Material sets). Το πρόγραμμα τα κατατάσσει σε τέσσερις ομάδες, έδαφος και διεπιφάνειες (soil & interfaces), πλάκες (plates), γεωπλέγματα (geogrids) και αγκύρια (anchors) (Εικόνα Α.3). Μπορούν να δημιουργηθούν υλικά με νέα χαρακτηριστικά, να χρησιμοποιηθούν ή να τροποποιηθούν τα ήδη υπάρχοντα, που είναι αποθηκευμένα στο λογισμικό, από την βάση δεδομένων που τα περιέχει.





##### 5. Ορισμός ιδιοτήτων των υλικών του εδάφους και των δομικών στοιχείων του προσομοίωμα.

Σε κάθε στοιχείο του γεωμετρικού προσομοίωμα αντιστοιχίζεται κάποιο υλικό όπως αυτό έχει οριστεί.

Για κάθε εδαφικό υλικό ορίζονται τα γενικά χαρακτηριστικά του (τύπος, εδαφική συμπεριφορά, ειδικό βάρος, διαπερατότητα), εδαφικές παράμετροι (μέτρο ελαστικότητας  $E$ , λόγος Poisson  $\nu$ , η συνοχή  $c$ , η γωνία εσωτερικής τριβής  $\phi$ , η γωνία διογκωσιμότητας  $\psi$ ) και οι ιδιότητες των διεπιφανειών (Εικόνα Α.4α). Στα στοιχεία διεπιφάνειας συνήθως δίνονται ίδιες ιδιότητες με αυτές του εδάφους αλλά μειωμένες κατάλληλα, μέσω του συντελεστή  $R_{inter}$ .

Για κάθε υλικό των δομικών στοιχείων του γεωμετρικού προσομοίωμα ορίζεται ο τύπος, το προσομοίωμα συμπεριφοράς του και οι γενικές του ιδιότητες (αξονική δυστένεια  $E_A$ , δυσκαμψία  $E_I$ , λόγος Poisson  $\nu$ , βάρος  $w$ , συντελεστές Rayleigh  $\alpha$  και  $\beta$ ) (Εικόνα Α.4β).



Mohr-Coulomb - Sand

General | Parameters | Interfaces

Material Set

Identification: Sand

Material model: Mohr-Coulomb

Material type: Drained

General properties

$\gamma_{\text{unsat}}$ : 17.000 kN/m<sup>3</sup>

$\gamma_{\text{sat}}$ : 20.000 kN/m<sup>3</sup>

Comments

Permeability

$k_x$ : 1.000 m/day

$k_y$ : 1.000 m/day

Advanced...

Next Ok Cancel Help

(α) εδαφικά υλικά

Plate properties

Material set

Identification: Lesson 2 - Diaphragm wall

Material type: Elastic

Comments

Properties

EA: 7.500E+06 kN/m

EI: 1.000E+06 kNm<sup>2</sup>/m

d: 1.265 m

w: 10.000 kN/m/m

$\nu$ : 0.000

$M_p$ : 1.000E+15 kN/m

$N_p$ : 1.000E+15 kN/m

Rayleigh  $\alpha$ : 0.000

Rayleigh  $\beta$ : 0.000

Ok Cancel Help

(β) δομικά υλικά

6. Εισαγωγή χαρακτηριστικών (α) των εδαφικών υλικών και (β) των δομικών υλικών.

#### Διακριτοποίηση:

Μετά τον καθορισμό της γεωμετρίας του προσομοίωμα και τον προσδιορισμό των ιδιοτήτων των υλικών, πραγματοποιείται η διακριτοποίηση (mesh generation) του προσομοίωμα προκειμένου να εφαρμοστεί η μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων. Η δημιουργία του πλέγματος βασίζεται σε μια ισχυρή διαδικασία διακριτοποίησης, η οποία παρόλο που οδηγεί σε άτακτη μορφή και με τυχαίο προσανατολισμό στοιχεία, η

συμπεριφορά τους στην αριθμητική ανάλυση είναι συνήθως καλύτερη από αυτή των κανονικών πλεγμάτων.

Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως, ο βασικός τύπος πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποιείται είναι τα 6-κομβικά και 15-κομβικά τριγωνικά στοιχεία, ενώ το μέσο μέγεθος του κάθε στοιχείου ( $l_e$ ) υπολογίζεται βάσει των εξωτερικών διαστάσεων του γεωμετρικού προσομοίωμα από την ακόλουθη σχέση:

$$l_e = \sqrt{\frac{(x_{\max} - x_{\min}) \cdot (y_{\max} - y_{\min})}{n_c}} \quad (1)$$

, όπου  $x_{\max}$ ,  $x_{\min}$ ,  $y_{\max}$ ,  $y_{\min}$  : οι εξωτερικές διαστάσεις του γεωμετρικού προσομοίωμα

$n_c$  : αριθμός που αντιπροσωπεύει την πυκνότητα του δικτύου για τη διακριτοποίηση και είναι ανάλογος του επιπέδου πύκνωσης (Πίνακας 7)

Επίπεδο Πυκνότητας	$n_c$	Πληθος Πεπερασμενων Στοιχειων
πολύ αραιό	25	~ 50
αραιό	50	~ 100
μεσαίο	100	~ 250
πυκνό	200	~ 500
πολύ πυκνό	400	~ 1000

7. Τιμές  $n_c$  αναλόγως του επιπέδου πύκνωσης της διακριτοποίησης.

Σε περιοχές όπου αναμένονται μεγάλες συγκεντρώσεις τάσεων ή μεγάλες παραμορφώσεις, είναι επιθυμητό να υπάρχει πιο ακριβής διακριτοποίηση πεπερασμένων στοιχείων. Για αυτές τις περιπτώσεις, το Plaxis δίνει τη δυνατότητα τοπικής πύκνωσης, μέσω του συντελεστή τοπικής πύκνωσης. Το εύρος τιμών αυτού του συντελεστή είναι  $0.2 \div 5.0$  και η προκαθορισμένη του τιμή είναι 1.0. Για την πύκνωση της διακριτοποίησης, η τιμή του τοπικού συντελεστή μεγέθους των πεπερασμένων στοιχείων ορίζεται σε τιμή μικρότερη του 1.0, ενώ για την αραιώση ορίζεται σε τιμή μεγαλύτερη του 1.0.

#### Αρχική Εντατική Κατάσταση Προσομοίωμα

Μετά τη δημιουργία των πεπερασμένων στοιχείων στο προς ανάλυση προσομοίωμα, ακολουθεί ο καθορισμός των αρχικών συνθηκών (initial conditions) ο οποίος συνίσταται από :

- την εισαγωγή των δεδομένων για τον υπολογισμό των αρχικών υδροστατικών πιέσεων
- τον καθορισμό του πεδίου των αρχικών ενεργών τάσεων του γεωμετρικού προσομοίωμα

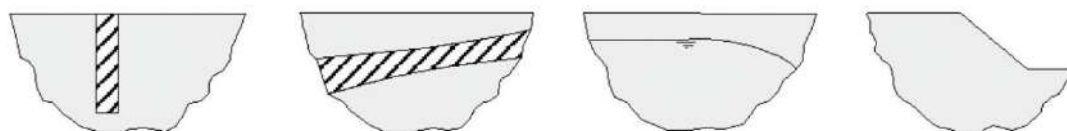
Ο υπολογισμός των τιμών των υδατικών πιέσεων πραγματοποιείται με την εισαγωγή της στάθμης του ύδατος, καθώς η πίεση του νερού αυξάνεται γραμμικά με το βάθος. Ο υπολογισμός των πιέσεων των πόρων του νερού, πραγματοποιείται βάσει είτε του καθορισμού των υδατικών σταθμών (phreatic levels) είτε της ροής των υπόγειων υδάτων (groundwater calculation).

Ο υπολογισμός των αρχικών γεωστατικών τάσεων του γεωμετρικού προσομοίωμου γίνεται χωρίς να λαμβάνονται υπόψη τα εξωτερικά φορτία και ίδια βάρη των κατασκευών. Έτσι, οι αρχικές εδαφικές τάσεις επηρεάζονται από το ίδιο βάρος του εδαφικού υλικού και από το ιστορικό σχηματισμού του. Η σχέση που συνδέει τις αρχικές κατακόρυφες τάσεις  $\sigma_{v0}$  με τις αρχικές οριζόντιες  $\sigma_{h0}$  είναι η ακόλουθη :

$$\sigma_{h0} = K_0 \cdot \sigma_{v0} \quad (2)$$

όπου  $K_0$  : συντελεστής ώθησης γαιών σε ηρεμία

Το πρόγραμμα δίνει τη δυνατότητα υπολογισμού των αρχικών τάσεων είτε με τον καθορισμό της τιμής του συντελεστή  $K_0$  ( $K_0$ -procedure) είτε χρησιμοποιώντας την επιλογή Gravity Loading. Κατά κανόνα, η χρήση του συντελεστή  $K_0$  ενδείκνυται στις περιπτώσεις όπου η επιφάνεια είναι οριζόντια, όπου εδαφικές στρώσεις είναι επίσης οριζόντιες και οι υδατικές στάθμες παράλληλες στην επιφάνεια. Για όλες τις υπόλοιπες περιπτώσεις (Σχήμα Α.3), μπορεί να χρησιμοποιηθεί η επιλογή Gravity Loading.



8. Παραδείγματα μη οριζόντιων εδαφικών στρωματοποιήσεων και επιφανειών.

## 9. Υπολογισμοί

Μετά τη διακριτοποίηση του προσομοίωμου, πραγματοποιείται η ανάλυση με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Επομένως, είναι απαραίτητο να καθοριστούν οι φάσεις κατασκευής αλλά και η μέθοδος υπολογισμού που θα χρησιμοποιηθούν στην ανάλυση. Αυτές οι επιλογές ορίζονται μέσα στο πρόγραμμα υπολογισμών (Calculations program).

Το Plaxis λαμβάνει υπόψη μόνο αναλύσεις παραμορφώσεων, αλλά επιτρέπει την επιλογή μεταξύ διαφορετικών τύπων αναλύσεων πεπερασμένων στοιχείων. Η διαδικασία υπολογισμών χωρίζεται σε επιμέρους φάσεις υπολογισμού (π.χ. στην ενεργοποίηση συγκεκριμένου φορτίου σε συγκεκριμένο χρόνο, στην προσομοίωση ενός σταδίου κατασκευής, στον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας κ.α.), οι οποίες στη συνέχεια χωρίζονται σε επιμέρους βήματα υπολογισμού. Αυτό συμβαίνει εξαιτίας της μη γραμμικής συμπεριφοράς του εδάφους, η οποία καθιστά αναγκαία την επιβολή των φορτίσεων σε μικρές αναλογίες (load steps).

Με την εισαγωγή των δεδομένων του γεωμετρικού προσομοίωμου στο προηγούμενο στάδιο (input), δημιουργείται αυτόματα από το πρόγραμμα η αρχική φάση (0 - initial phase). Επομένως ο χρήστης πρέπει να καθορίσει τα υπόλοιπα υπολογιστικά στάδια. Για κάθε υπολογιστική φάση πρέπει να οριστούν τα χαρακτηριστικά της, μέσω των επιμέρους φύλλων της καρτέλας υπολογισμού (General, Parameters, Multipliers).

### Γενικές ρυθμίσεις:

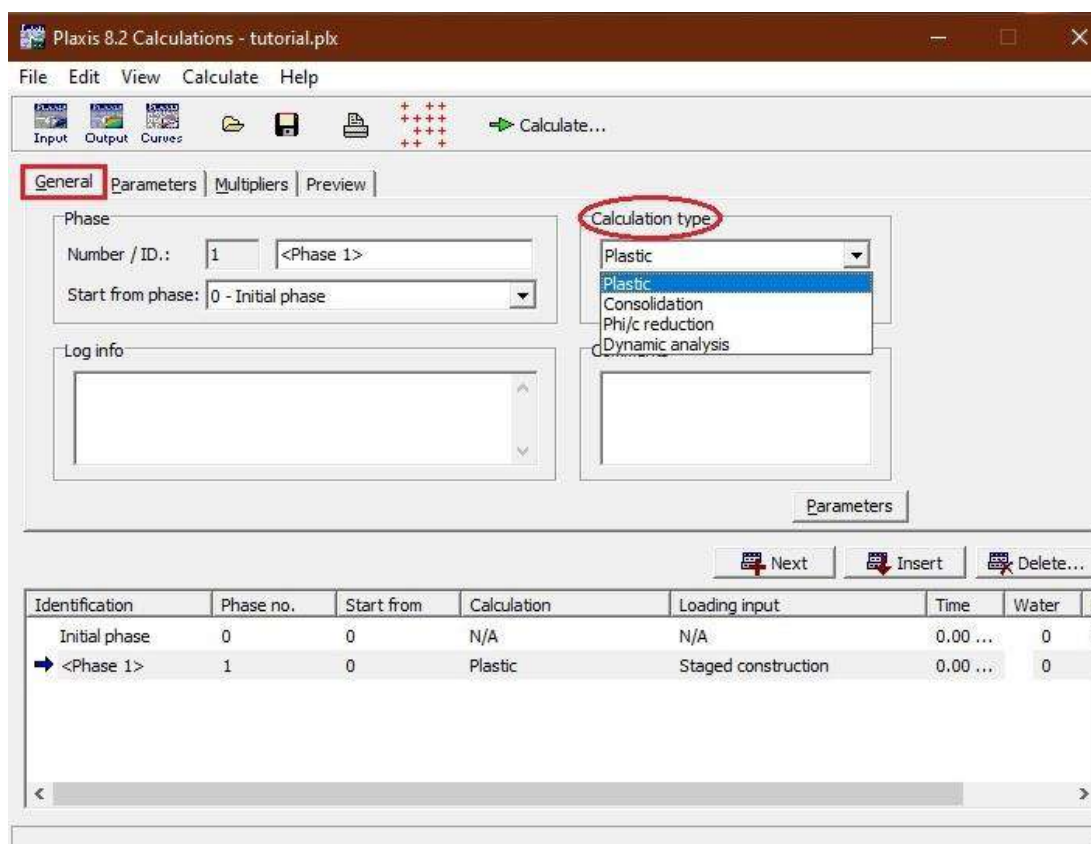
Από το φύλλο «Γενικών ρυθμίσεων (General)» ορίζονται οι παράμετροι που αφορούν τον τύπο αναλύσεων (Εικόνα 5), η αλληλουχία εκτέλεσης των υπολογιστικών φάσεων και εισάγονται διάφορα τυχόν σχόλια του χρήστη.

Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, το πρόγραμμα επιτρέπει την επιλογή μεταξύ διαφορετικών τύπων αναλύσεων πεπερασμένων στοιχείων όπως αυτές παρουσιάζονται στη συνέχεια:

- πλαστική ανάλυση (plastic calculation): επιλέγεται στην περίπτωση ελαστοπλαστικής ανάλυσης παραμορφώσεων στην οποία δεν λαμβάνεται υπόψη η επίδραση του χρόνου, παρά μόνο στην περίπτωση που χρησιμοποιείται το προσομοίωμα ερπυσμού μαλακού εδάφους (Soft Soil Creep model). Το μητρώο δυσκαμψίας βασίζεται στο αρχικό μη παραμορφωμένο γεωμετρικό προσομοίωμα. Αυτός ο τύπος της ανάλυσης χρησιμοποιείται στις περισσότερες γεωτεχνικές εφαρμογές.
- ανάλυση στερεοποίησης (consolidation analysis): επιλέγεται στην περίπτωση που είναι απαραίτητη η ανάλυση της ανάπτυξης ή εκτόνωσης των πρόσθετων πιέσεων του νερού των πόρων σε κορεσμένα αργιλώδη εδάφη σε συνάρτηση με το χρόνο. Η ανάλυση στερεοποίησης χωρίς πρόσθετη φόρτιση πραγματοποιείται μετά από την αστράγγιστη πλαστική ανάλυση. Υπάρχει η δυνατότητα επιβολής φορτίων κατά τη διάρκεια της ανάλυσης στερεοποίησης αλλά πρέπει να δίνεται προσοχή κατά την αστοχία, καθώς η επαναληπτική διαδικασία μπορεί να μη συγκλίνει.
- ανάλυση με μείωση των  $\phi$ - $c$  παραμέτρων ( $\phi$ - $c$  reduction/safety analysis): επιλέγεται στην περίπτωση που είναι επιθυμητός ο υπολογισμός ενός συνολικού συντελεστή ασφάλειας για το υπό εξέταση προσομοίωμα. Πραγματοποιείται με μείωση των παραμέτρων αντοχής του εδάφους, εκτελείται για κάθε υπολογιστική φάση και συνεπώς για κάθε κατασκευαστικό στάδιο. Αυτή η ανάλυση δεν μπορεί να θεωρηθεί ως αρχική κατάσταση για κάποια άλλη υπολογιστική φάση καθώς ολοκληρώνεται με αστοχία.
- δυναμική ανάλυση (dynamic analysis): επιλέγεται στην περίπτωση που πρέπει να ληφθούν υπόψη δυναμικές φορτίσεις όπως είναι η σεισμική. Στο Plaxis η δυναμική ανάλυση διακρίνεται σε δύο τύπους προβλημάτων, στα προβλήματα δυναμικής φόρτισης από μοναδική πηγή και στα προβλήματα σεισμού. Τα πρώτα προσομοιώνονται με αξονοσυμμετρικά προσομοιώματα καθώς σε αυτού του είδους τα προσομοιώματα, τα κύματα εκπέμπουν με τρόπο παρόμοιο όπως στα τριδιάστατα συστήματα. Στα δεύτερα, η πηγή της δυναμικής φόρτισης εφαρμόζεται συνήθως στο κατώτατο σημείο του προσομοιώματος με επακόλουθο τα εγκάρσια κύματα να διαδίδονται προς τα πάνω.

Οι τρεις βασικοί τύποι αναλύσεων, πλαστική ανάλυση, ανάλυση στερεοποίησης και ανάλυση με μείωση των συντελεστών  $\phi$ - $c$ , μπορούν να εκτελεστούν ως ανάλυση διακριτοποιημένου καννάβου (Updated Mesh), λαμβάνοντας υπόψη την επίδραση μεγάλων παραμορφώσεων. Επίσης, υπάρχει η επιλογή επανυπολογισμού των πιέσεων του νερού σύμφωνα με τη νέα θέση των τασικών σημείων (updated water pressures), στην οποία λαμβάνεται υπόψη η

επίδραση της καθίζησης του εδάφους κάτω από τη στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα. Οι αναλύσεις αυτές επιλέγονται στην περίπτωση που οι αναμενόμενες παραμορφώσεις επηρεάζουν τη γεωμετρία του προς ανάλυση προσομοίωμα, όπως στην περίπτωση ανάλυσης οπλισμένων εδαφικών κατασκευών και μελέτης έργων σε μαλακά εδάφη.



9. Επιλογή μεθόδου ανάλυσης στην καρτέλα General.

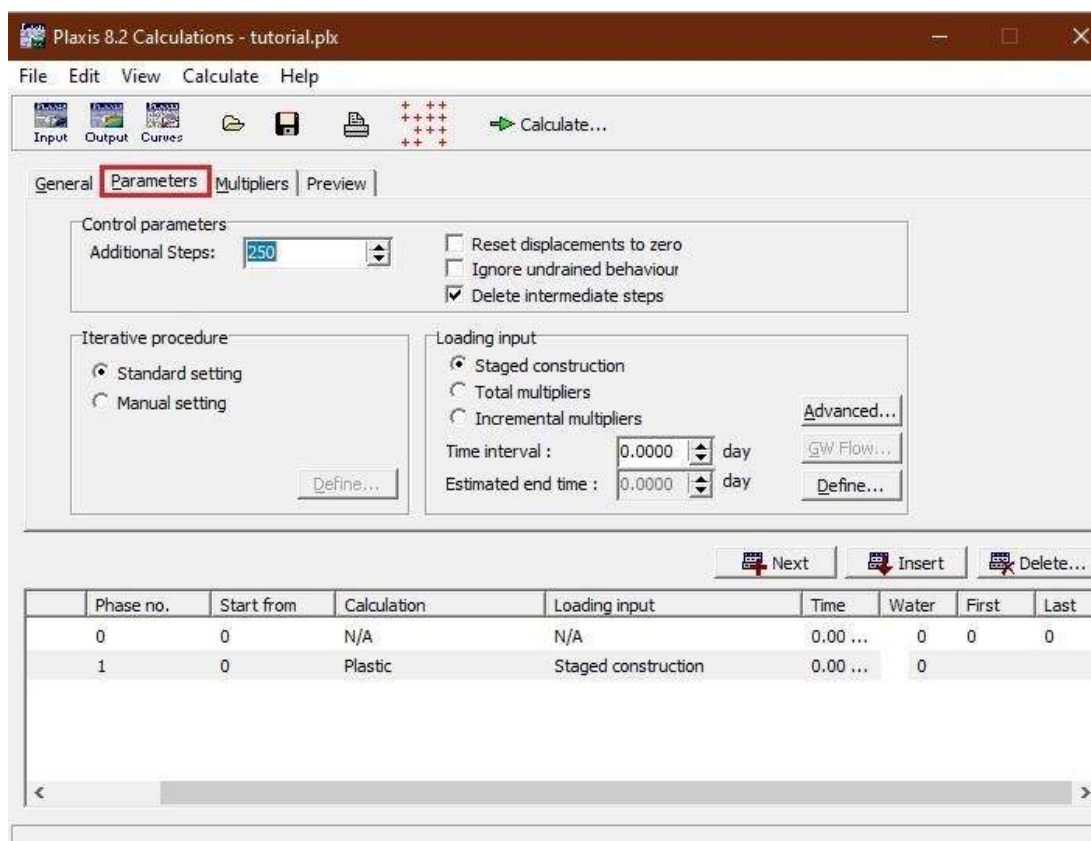
#### Παράμετροι Υπολογισμού:

Μέσω του φύλλου Παραμέτρων (Parameters) καθορίζονται οι ακόλουθες παράμετροι για κάθε υπολογιστική φάση (Εικόνα A.6):

- Επιπρόσθετα υπολογιστικά βήματα (Additional steps) : η παράμετρος αυτή ορίζει το μέγιστο αριθμό υπολογιστικών βημάτων που εκτελούνται σε κάθε υπολογιστικό στάδιο. Τα προκαθορισμένα πρόσθετα βήματα είναι 250 (στην περίπτωση επιλογής ανάλυσης με μείωση των  $\phi$ -c είναι 30), με την τιμή αυτή να μπορεί να αλλάξει μεταξύ  $1 \div 1000$ .
- Επαναφορά σε μηδενικές μετατοπίσεις (Reset displacements to zero): επιλέγεται στην περίπτωση που μη σχετικές μετατοπίσεις από προηγούμενα βήματα πρέπει να αγνοηθούν, ώστε η νέα επίλυση να ξεκινά με μηδενικές μετατοπίσεις. Η επιλογή αυτή δεν επηρεάζει το εντατικό πεδίο του προσομοίωμα.
- Παράβλεψη αστράγγιστης συμπεριφοράς (Ignore undrained behaviour): επιλέγεται στην περίπτωση που είναι επιθυμητό να μη ληφθεί υπόψη προσωρινά η επίδραση της αστράγγιστης συμπεριφοράς ενός εδαφικού υλικού. Οι υπάρχουσες πιέσεις των

πόρων οι οποίες δημιουργήθηκαν σε προγενέστερη φάση, παραμένουν χωρίς όμως να δημιουργούνται νέες.

- Διαγραφή ενδιάμεσων βημάτων (Delete intermediate steps): αυτή η δυνατότητα είναι προεπιλεγμένη ώστε να εξοικονομείται χώρος στη μνήμη του υπολογιστή. Όλα τα ενδιάμεσα βήματα της εκάστοτε υπολογιστικής φάσης, εκτός από το τελευταίο, διαγράφονται. Στην περίπτωση που ένα στάδιο υπολογισμού δεν ολοκληρωθεί επιτυχώς, το πρόγραμμα κρατάει τα αποτελέσματα όλων των επιμέρους υπολογιστικών βημάτων ακόμα και όταν είναι επιλεγμένη η δυνατότητα διαγραφής ενδιάμεσων βημάτων, επιτρέποντας στο χρήστη να αξιολογήσει την αδυναμία υπολογισμού.



#### 10. Καθορισμός παραμέτρων στην καρτέλα Parameters.

Για τον έλεγχο της επαναληπτικής διαδικασίας (Iterative procedure), το πρόγραμμα δίνει τη δυνατότητα επιλογής μεταξύ καθορισμένων από το πρόγραμμα (Standard settings) ή το χρήστη (Manual settings) παραμέτρων. Στη δεύτερη περίπτωση, ο χρήστης μπορεί να ορίσει διάφορες παραμέτρους όπως την τιμή του αποδεκτού σφάλματος, τη μέγιστη τιμή επαναλήψεων και την επιθυμητή ελάχιστη και μέγιστη τιμή επαναλήψεων.

Τέλος, καθορίζεται ο τύπος της φόρτισης που λαμβάνεται υπόψη στην εκάστοτε υπολογιστική φάση. Δίνεται η δυνατότητα επιλογής ανάμεσα σε φόρτιση μέσω της σταδιακής κατασκευής (Staged construction) και σε φόρτιση με την έννοια της αύξησης ή μείωσης των εξωτερικών δυνάμεων σε κάθε στάδιο ή συνολικά (Incremental / Total multipliers). Σε κάθε υπολογιστική φάση μπορεί να ενεργοποιηθεί μόνο ένας από τους διαθέσιμους από το πρόγραμμα τύπους φόρτισης.

## Πολλαπλασιαστές

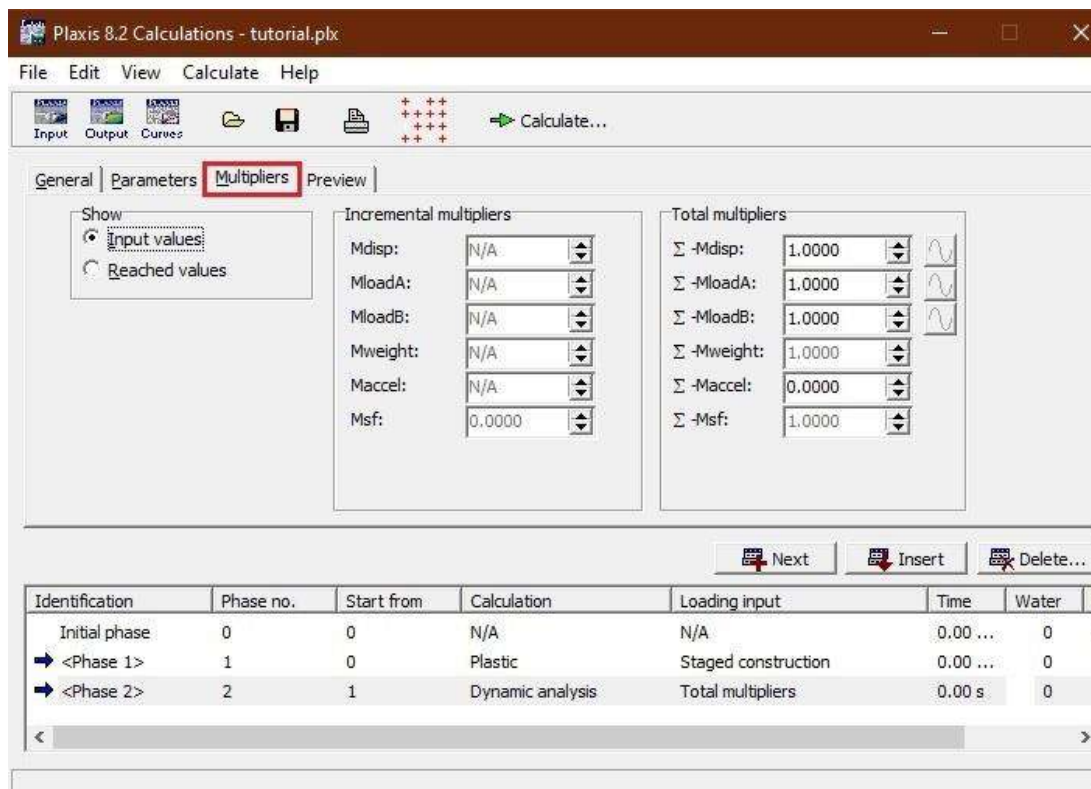
Κατά την ανάλυση παραμορφώσεων είναι απαραίτητος ο έλεγχος του μεγέθους των φορτίσεων (Εικόνα Α.7). Ο έλεγχος αυτός πραγματοποιείται με τους πολλαπλασιαστές (Multipliers). Διακρίνονται στους αυξητικούς (Incremental Multipliers-M) και στους ολικούς (Total Multipliers-ΣΜ) πολλαπλασιαστές.

Με τους αυξητικούς πολλαπλασιαστές καθορίζεται η αύξηση της φόρτισης σε κάποιο υπολογιστικό βήμα, ενώ οι ολικοί εκφράζουν τη συνολική φόρτιση σε συγκεκριμένο υπολογιστικό βήμα ή φάση. Η χρήση τους εξαρτάται από τον τύπο της ανάλυσης που επιλέγεται κάθε φορά.

Η περιγραφή των πολλαπλασιαστών φόρτισης που χρησιμοποιούνται στο Plaxis παρουσιάζεται στον ακόλουθο πίνακα (Πίνακας Α.2).

Πολλαπλασιαστής	Περιγραφή
$M_{disp}, \Sigma M_{disp}$	Καθορίζουν το μέγεθος των προκαθορισμένων μετατοπίσεων, που ορίζονται στη φάση δημιουργίας του γεωμετρικού προσομοίωμα.
$M_{loadA}, \Sigma M_{loadA}, M_{loadB}, \Sigma M_{loadB}$	Καθορίζουν το μέγεθος των κατανεμημένων και σημειακών φορτίσεων που ορίζονται στη φάση δημιουργίας του γεωμετρικού προσομοίωμα.
$M_{weight}, \Sigma M_{weight}$	Καθορίζουν το ποσοστό της επιτάχυνσης της βαρύτητας που εφαρμόζεται στην ανάλυση και συνεπώς την αναλογία του βάρους των υλικών που ορίζεται στη φάση εισαγωγής των δεδομένων.
$M_{accel}, \Sigma M_{accel}$	Ελέγχουν το μέγεθος των ψευδο-στατικών δυνάμεων που εφαρμόζονται που είναι αποτέλεσμα των συνιστωσών της επιτάχυνσης, όπως εισάγονται για την ανάλυση του προσομοίωμα.
$M_{sf}, \Sigma M_{sf}$	Αυτοί οι πολλαπλασιαστές συνδέονται με τη μέθοδο ανάλυσης με μείωση των $\phi$ -c ( $\phi$ - c reduction) για τον υπολογισμό των συντελεστών ασφαλείας. Ορίζεται ως το πηλίκο των αρχικών παραμέτρων αντοχής προς τις μειωμένες παραμέτρους αντοχής και ελέγχει τη μείωση των $\tan\phi$ και c σε ένα δεδομένο στάδιο της ανάλυσης.

11. Περιγραφή των πολλαπλασιαστών που χρησιμοποιούνται στο πρόγραμμα Plaxis.



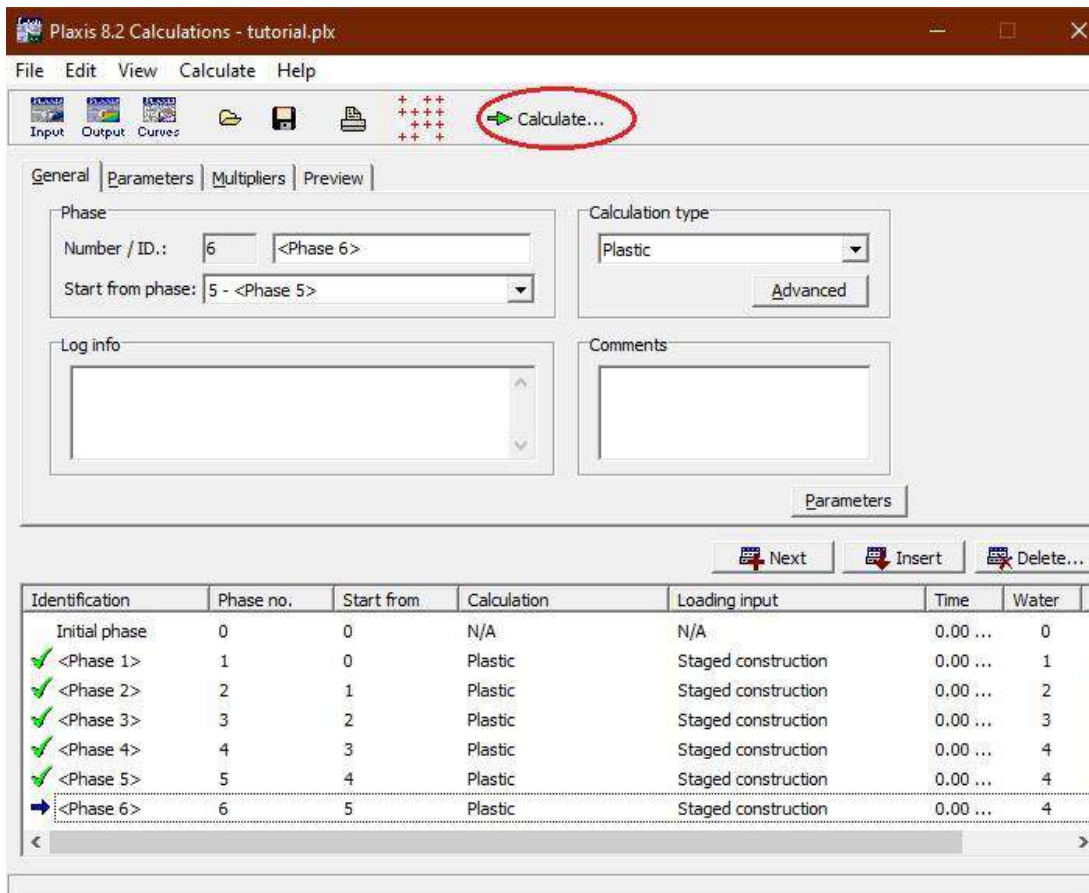
## 12. Καθορισμός τιμών πολλαπλασιαστών στην καρτέλα Multipliers.

Στην περίπτωση δυναμικής ανάλυσης, η εισαγωγή του σεισμικού φορτίου μπορεί να γίνει είτε μέσω του ορισμού μιας αρμονικής συνάρτησης (Harmonic load multiplier) είτε μέσω εισαγωγής σεισμικού φορτίου από κάποιο αποθηκευμένο αρχείο (Load multiplier from data file).

Μετά τον καθορισμό των παραμέτρων των υπολογιστικών φάσεων και πριν την έναρξη της ανάλυσης, ο χρήστης πρέπει να επιλέξει κάποια σημεία για τη δημιουργία των καμπυλών φορτίου – παραμόρφωσης ή της πορείας των τάσεων. Κατά την υπολογιστική διαδικασία, τα αποτελέσματα για τα σημεία αυτά αποθηκεύονται σε ξεχωριστό αρχείο, και βάσει αυτών παράγονται οι καμπύλες. Μπορούν να επιλεγούν μέχρι 10 κόμβοι ή τασικά σημεία. Στην περίπτωση τροποποίησης του προς ανάλυση προσομοίωμα, η θέση των σημείων αυτών μπορεί να αλλάξει και για αυτό πρέπει να επανακαθοριστούν μετά την επαναδημιουργία του καννάβου. Εάν ο χρήστης δεν επιλέξει σημεία, τότε η δημιουργία καμπυλών είναι αδύνατη.

Η υπολογιστική διαδικασία ξεκινά με την επιλογή της αντίστοιχης εντολής (Calculate) (Εικόνα A.8). Τα υπολογιστικά στάδια τα οποία έχουν ολοκληρωθεί επιτυχώς εμφανίζονται με ✓, ενώ σε αντίθετη περίπτωση με ✖.

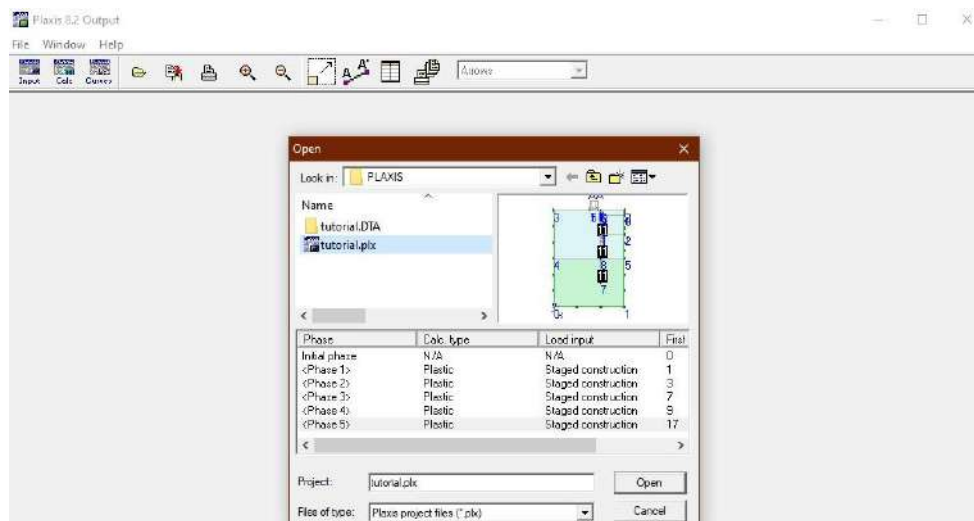




13. Ολοκλήρωση υπολογιστικής διαδικασίας.

## 10.Εξαγωγή Αποτελεσμάτων και Παρουσίαση Γραφημάτων

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης των πεπερασμένων στοιχείων παρουσιάζονται μέσω της επιλογής εξαγωγής (Output). Ο χρήστης επιλέγει το προσομοίωμα και το υπολογιστικό στάδιο ή βήμα για το οποίο επιθυμεί την εξαγωγή των αποτελεσμάτων (Εικόνα Α.9). Τα αποτελέσματα μπορούν επίσης να εξαχθούν σε μορφή πινάκων.



14. Εξαγωγή αποτελεσμάτων Output.

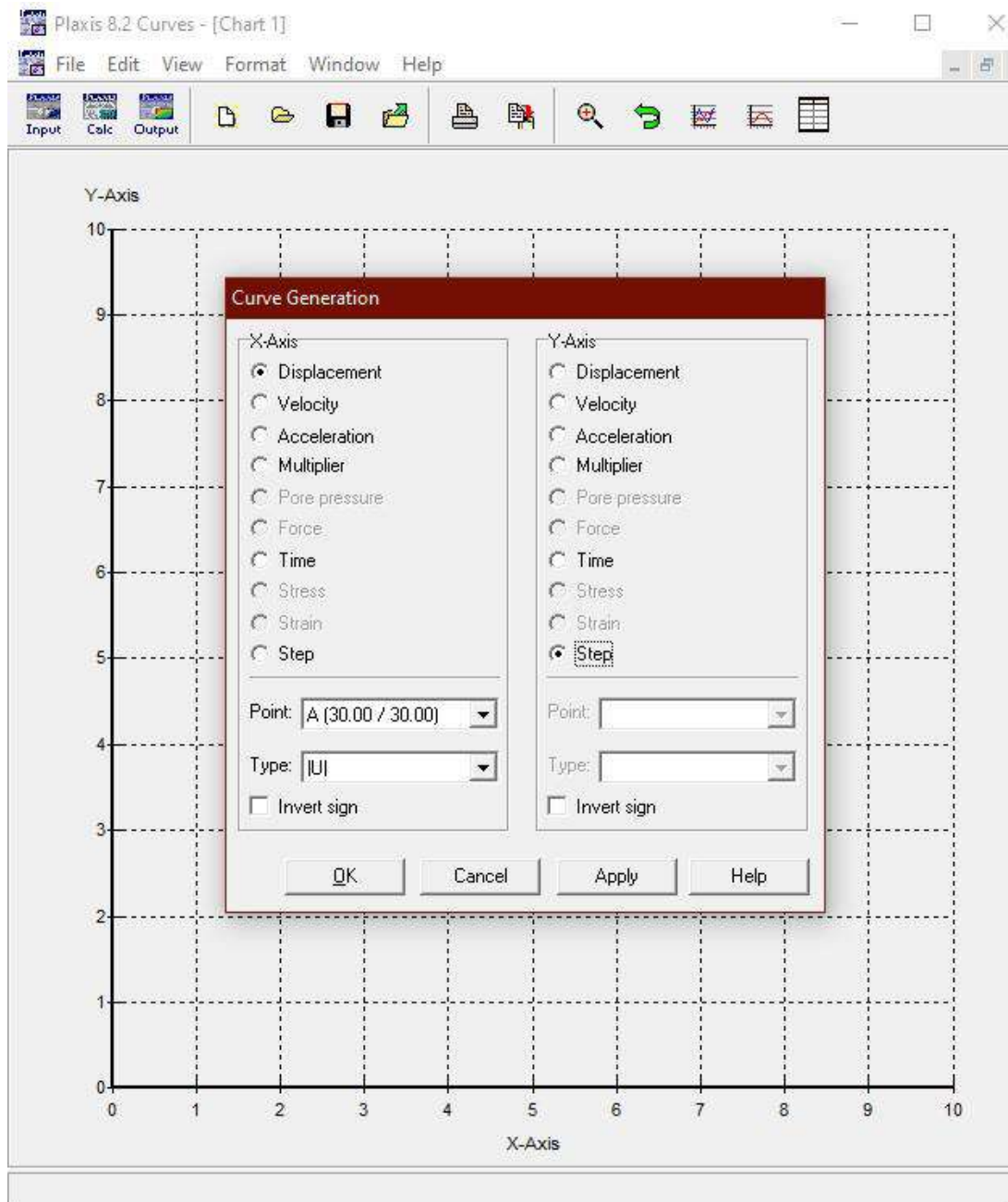
Το πρόγραμμα Plaxis, δίνει τη δυνατότητα στο χρήστη να οπτικοποιήσει τις παραμορφώσεις και τάσεις των πεπερασμένων στοιχείων του προσομοίωμα, μέσω δημιουργίας διαγραμμάτων. Οι συνολικές μετατοπίσεις  $|u|$  είναι η απόλυτη τιμή της συνισταμένης των οριζόντιων ( $x$ ) και κατακόρυφων ( $y$ ) μετατοπίσεων όλων των κόμβων στο τέλος του κάθε υπολογιστικού βήματος. Οι παραμορφώσεις μπορούν να παρουσιαστούν ως ορθές κύριες (principal strains), ογκομετρικές (volumetric strains -  $\epsilon_v$ ) ή διατμητικές (shear strains -  $\epsilon_s$ ). Οι ενεργές τάσεις μπορούν να απεικονιστούν ως ορθές κύριες (principal stresses), μέσες (mean stresses -  $p'$ ) ή σχετικές διατμητικές (relative shear stresses -  $\tau_{rel}$ ). Επίσης, μπορεί να απεικονιστούν η παραμορφωμένη μορφή του δικτύωματος των πεπερασμένων στοιχείων μετά την ανάλυση (deformed mesh), η κατανομή των τάσεων ή παραμορφώσεων σε κάποια συγκεκριμένη διατομή (cross-section) του προσομοίωμα αλλά και τα στοιχεία διεπιφανειών (connectivity plot).

Τα γραφικά αποτελέσματα της ανάλυσης των πεπερασμένων στοιχείων παρουσιάζονται μέσω της επιλογής δημιουργίας καμπυλών και διαγραμμάτων (Curves) (Εικόνα Α.10). Το πρόγραμμα μπορεί να χρησιμοποιηθεί και για τη σχεδίαση καμπυλών φορτίου-μετατοπίσεων, χρόνου-μετατοπίσεων και διαγραμμάτων τάσεων-παραμορφώσεων για τα προεπιλεγμένα σημεία του γεωμετρικού προσομοίωμα. Οι καμπύλες αυτές βοηθούν στην οπτικοποίηση της ανάπτυξης συγκεκριμένων μεγεθών κατά τη διάρκεια των διαφόρων υπολογιστικών φάσεων, με αποτέλεσμα ο χρήστης να μπορεί να κατανοήσει τη συνολική και τοπική συμπεριφορά του εδάφους.



#### 15. Γραμμή εργαλείων για τη δημιουργία καμπυλών Curves.

Για τη δημιουργία μιας νέας καμπύλης, ο χρήστης πρέπει να επιλέξει το μέγεθος που θα απεικονίζεται σε κάθε άξονα ( $x$ -axis και  $y$ -axis) (Εικόνα Α.11). Γενικά, ο άξονας  $x$  αντιστοιχεί στον οριζόντιο άξονα και ο άξονας  $y$  στον κατακόρυφο, αλλά υπάρχει η επιλογή αλλαγής των αξόνων (Frame Settings → Exchange axes). Το κάθε σημείο της καμπύλης αντιστοιχεί στο εκάστοτε υπολογιστικό βήμα προσαυξημένο κατά μια μονάδα (σημείο 1 → βήμα 0, κ.ο.κ.). Το πρόγραμμα επιτρέπει την ταυτόχρονη απεικόνιση μέχρι 10 καμπυλών στο ίδιο διάγραμμα.



16. Επιλογή παραμέτρων για τη δημιουργία καμπυλών Curves.

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β: Επαληθεύσεων υπολογισμών κεφαλαίου 7

### 1. Λογιστικό φύλλο (excel) υπολογισμού στατικών ωθήσεων 1\_1 (ΑΚΑΜΠΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ)

Δημιουργία λογιστικού φύλλου excel για τον υπολογισμό των ωθήσεων σε ακάματο τοίχο αντιστήριξης

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ (ΑΚΑΜΠΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ)			
INPUT			
ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ			
Ύψος τοίχου	H=	10,00	m
Πάχος κορμού	d=	0,50	m
Μήκος δάκτυλου	Lδ=	0,50	m
Μήκος φτέρνας	Lφ=	1,00	m
Ύψος δάκτυλου	hδ=	0,50	m
Ύψος φτέρνας	hφ=	0,50	m
ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΕΔΑΦΟΥΣ			
Ειδικό βάρος εδάφους	γ=	20,00	kN/m <sup>3</sup>
Γωνία εσωτερικής τριβής	φ=	30,00	deg
Συντελεστής συνεκτ. εδάφους	c=	0,00	kN/m <sup>2</sup>
Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και επίχωσης	δ=	0,00	deg
Υπολογιστικό τμήμα στατικών ωθήσεων (Μέθοδος Coulomb)			
OUTPUT			
$K_0 = (1 - \sin\phi) \rightarrow$	Συντελεστής ενεργού ωθήσεων εδάφους	ko=	0,500
$\sigma_{h,0} = K_0 \cdot \gamma \cdot h \rightarrow$	Κατακόρυφη κατανομή τάσεων	σo1 (min)=	0,000 kN/m <sup>2</sup>
		σo2 (H/2)=	50,000 kN/m <sup>2</sup>
		σo3(max)=	100,000 kN/m <sup>2</sup>
$P_0 = \frac{1}{2} \cdot K_0 \cdot \gamma \cdot h^2 \rightarrow$	Συνολική δύναμη (ωθήσεις γαών ενεργητικές)	Ro=	500,000 kN

Επαλήθευση με το Γεωτεχνικό λογισμικό GEO5 της Fine

**Γεωμετρία φέρουσας κατασκευής**

No.	Συντεταγμένη X [m]	Βάθος Z [m]
1	0,00	0,00
2	0,00	10,00
3	0,00	0,00

Η αρχή [0,0] βρίσκεται στο ψηλότερ σημείο της κατασκευής.  
Παράμετροι βασικού εδάφους

No.	Όνομα	Σχέδιο	Φ <sub>ef</sub> [°]	c <sub>ef</sub> [kPa]	γ [kN/m <sup>3</sup> ]	γ <sub>su</sub> [kN/m <sup>3</sup> ]	δ [°]
1	EDAFOS		30,00	0,00	20,00	10,00	0,00

Τα εδάφη θεωρούνται ως μη συνεκτικά για ανάλυση πίεσης σε ηρεμία.  
Παράμετροι εδάφους

**EDAFOS**

Ειδικό βάρος : γ = 20,00 kN/m<sup>3</sup>  
 Εντατική κατάσταση : ενεργές  
 Γωνία εσωτερικής τριβής : φ<sub>ef</sub> = 30,00 °  
 Συνοχή εδάφους : c<sub>ef</sub> = 0,00 kPa  
 Γωνία τριβής κατασκευής-εδάφους : δ = 0,00 °  
 Έδαφος : μη συνεκτικό  
 Μονάδα βάρους κορεσμένου : γ<sub>sat</sub> = 20,00 kN/m<sup>3</sup>

**Δυνάμεις ασκούμενες στη κατασκευή**

Όνομασία	F <sub>hor</sub> [kN/m]	Σημ.Εφαρμ. z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	Σημ.Εφαρμ. x [m]	Σχέδιο συντελεστής
Πίεση σε ηρεμία	500,00	6,67	0,00	0,00	1,000

**Συνολική πίεση ασκούμενη στην κατασκευή**

Σημείο No.	Βάθος [m]	Οριζ. συνιστ. [kPa]	Κοθ. συνιστ. [kPa]
1	0,00	0,00	0,00
2	10,00	100,00	0,00

**Ολικές πιέσεις**

Συνολική οριζόντια πίεση ασκούμενη στην κατασκευή = 500,00 kN/m  
 Σημείο εφαρμογής του οριζ. στοιχείου βρίσκεται σε βάθος = 6,67 m  
 Συνολική κάθετη πίεση ασκούμενη στην κατασκευή = 0,00 kN/m  
 Αποστ. κάθετου στοιχείου από την κορυφή της κατασκευής = 0,00 m

## 2. Λογιστικό φύλλο (excel) υπολογισμού δυναμικών ωθήσεων 1\_2 (ΑΚΑΜΠΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ)

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΥΝΑΜΙΚΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ (ΑΚΑΜΠΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ)		
INPUT		
ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ		
Υψος τοίχου	H= 10,00	m
Πλάτος κορυφής	a= 0,50	m
Μήκος δάκτυλου	Lδ= 0,50	m
Μήκος φέροντας	Lφ= 1,00	m
Υψος δάκτυλου	hδ= 0,50	m
Υψος φέροντας	hφ= 0,50	m
ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΕΔΑΦΟΥΣ		
Ειδικό βάρος εδάφους	γ= 20,00	kn/m <sup>3</sup>
Γωνία εσωτερικής τριβής	φ= 30,00	deg
Συντελεστής συνεκτ. εδάφους	c= 0,00	kn/m <sup>2</sup>
Ο λόγος H/L	H/L= 10,00	
Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής	ah= 0,24	g
Δυναμικός συντελεστής	Fp= 1,00	
Δυναμικός συντελεστής	Fm= 0,55	
Υπολογιστικά τμήμα δυναμικών ωθήσεων (Μέθοδος Wood)		
OUTPUT		
$K_h = \frac{\alpha_h}{g} \rightarrow$ Συντελεστής ωθίσης του εδάφους		Kh= 0,240
$\Delta M_{eq} = \gamma \cdot H^3 \cdot K_h \cdot F_m \rightarrow$ Ροπή (δυναμικών ωθήσεων)		ΔMeq= 2640,000 kn <sup>2</sup> M
$\Delta P_{eq} = \gamma \cdot H^2 \cdot K_h \cdot F_p \rightarrow$ Δύναμη (δυναμικών ωθήσεων)		ΔPeq= 480,000 kn
$h_{eq} = \frac{\Delta P_{eq}}{\Delta M_{eq}} \rightarrow$ Σημείο εφαρμογής της δυναμικής ωθίσης		heq= 0,182 m
$P_{oe} = P_o + \Delta P_{eq} \rightarrow$ Συνολική δύναμη (δυναμικών και στατικών ωθήσεων)		Ptoe= 980,000 kn

## 3. Λογιστικό φύλλο (excel) υπολογισμού ωθήσεων στατικών με εξωτερικό φορτίο 1\_4 (ΑΚΑΜΠΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ)

Δημιουργία λογιστικού φύλλου excel για τον υπολογισμό των ωθήσεων σε ακάματο τοίχο αντιστήριξης Q=1000Kn/m<sup>2</sup>

**ΤΑΣΕΙΣ ΕΛΛΙΠΣΗΣ ΛΟΓΩ ΕΣΤΕΡΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ (ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΟΥ)**

**INPUT**

ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

Υψος τοίχου H= 10,00 m

X1= 5,00 m

X2= 0,00 m

Q= 1000,00 kN

Qstr= 1000,00 kN/m<sup>2</sup>

Po= 200,00 kN

ΔPeq= 480,00 kN

Poe= Po + ΔPeq = 680,00 kN

for non-yielding walls:  
 $\Delta P_{ei} = \frac{2}{3} Q \cdot (\beta - \sin \beta \cdot \cos 2\alpha)$

for yielding walls, works at failure:  
 $\Delta P_{ei} = \frac{Q}{3} \cdot (\beta - \sin \beta \cdot \cos 2\alpha)$

β in radians

$\beta = \tan^{-1} \left( \frac{X_2}{Z} \right) + \tan^{-1} \left( \frac{X_1}{Z} \right)$

$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{X_2 + X_1}{2Z} \right)$

Συνολική φόρτιση με ωθήσεις γεινών επιπέδων στασιμών και εξωτερικού φορτίου για άκαμπο τοίχο.

$P'_{oe} = P_o + P_o + \Delta P'_{eq} \rightarrow 1474,96 \text{ kN}$

**Υπολογιστικά τμήμα ωθήσεων (λόγω εξωτερικού φορτίου)**

**OUTPUT**

z [m]	w	σση(x,z)	σση(y,z)	σση(x+y,z)	β [deg]	α [deg]	Qz (kN/m <sup>2</sup> )
0,00	10,00	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00
0,50	9,50	1,488	1,471	11,0	0,017	1,480	10,87
1,00	9,00	3,006	1,273	5,5	0,032	1,501	19,78
1,50	8,50	4,526	1,279	3,7	0,046	1,505	25,07
2,00	8,00	6,048	1,150	2,8	0,058	1,512	28,06
2,50	7,50	7,576	1,017	2,2	0,069	1,444	27,84
3,00	7,00	9,107	1,030	1,8	0,077	1,071	25,31
3,50	6,50	1,041	0,950	1,6	0,082	1,004	24,88
4,00	6,00	0,983	0,879	1,4	0,087	0,942	22,21
4,50	5,50	0,927	0,822	1,2	0,090	0,885	18,10
5,00	5,00	0,876	0,785	1,1	0,091	0,833	13,19
5,50	4,50	0,829	0,758	1,0	0,092	0,785	7,95
6,00	4,00	0,785	0,745	0,9	0,091	0,742	2,71
6,50	3,50	0,745	0,756	0,8	0,090	0,702	47,59
7,00	3,00	0,708	0,820	0,8	0,088	0,666	42,87
7,50	2,50	0,675	0,842	0,7	0,087	0,633	38,84
8,00	2,00	0,644	0,859	0,7	0,085	0,602	34,72
8,50	1,50	0,615	0,871	0,6	0,082	0,574	31,19
9,00	1,00	0,588	0,907	0,6	0,081	0,549	28,04
9,50	0,50	0,563	0,944	0,6	0,079	0,525	25,23
10,00	0,00	0,540	0,984	0,6	0,077	0,503	22,73
10,50	-0,50	0,500	0,900	0,6	0,060	0,500	0,00
11,00	-1,00	0,500	0,500	0,6	0,060	0,500	0,00
11,50	-1,50	0,500	0,500	0,6	0,060	0,500	0,00
12,00	-2,00	0,500	0,500	0,6	0,060	0,500	0,00
12,50	-2,50	0,500	0,500	0,6	0,060	0,500	0,00
13,00	-3,00	0,500	0,500	0,6	0,060	0,500	0,00
13,50	-3,50	0,500	0,500	0,6	0,060	0,500	0,00
14,00	-4,00	0,500	0,500	0,6	0,060	0,500	0,00
14,50	-4,50	0,500	0,500	0,6	0,060	0,500	0,00
15,00	-5,00	0,500	0,500	0,6	0,060	0,500	0,00

Το P<sub>Q</sub> είναι το εμβαδόν του διαγράμματος των τάσεων

P<sub>Q</sub> 898,96 kN/m



## Επαλήθευση με το Γεωτεχνικό λογισμικό GEO5 της Fine

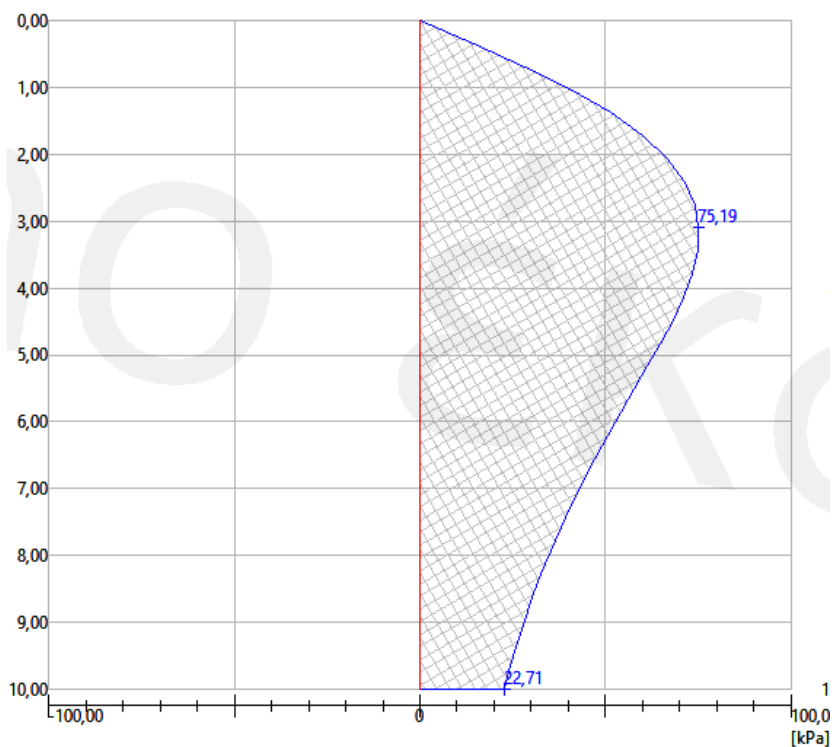
**Δυνάμεις ασκούμενες στη κατασκευή**

Όνομασία	$F_{hor}$ [kN/m]	Σημ.Εφαρμ. z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	Σημ.Εφαρμ. x [m]	Σχέδιο συντελεστής
Πίεση σε ηρεμία	500,00	6,67	0,00	0,00	0,000
Επιφ. 1 - γραμμική	488,55	4,63	0,00	0,00	1,000

**Συνολική πίεση ασκούμενη στην κατασκευή**

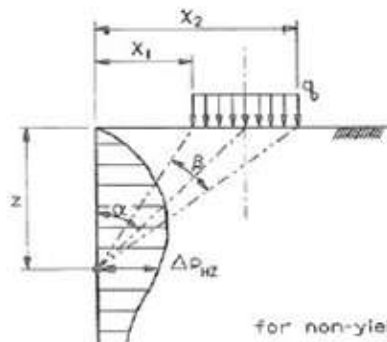
Σημείο No.	Βάθος [m]	Οριζ. συνιστ. [kPa]	Καθ. συνιστ. [kPa]
1	0,00		0,00
2	0,34		14,41
3	0,69		28,15
4	1,03		40,64
5	1,38		51,41
6	1,72		60,19
7	2,07		66,87
8	2,41		71,47
9	2,76		74,16
10	3,10		75,19
11	3,45		74,83
12	3,79		73,36
13	4,14		71,05
14	4,48		68,15
15	4,83		64,86
16	5,17		61,34
17	5,52		57,72
18	5,86		54,11
19	6,21		50,57
20	6,55		47,15
21	6,90		43,89
22	7,24		40,81
23	7,59		37,92
24	7,93		35,22
25	8,28		32,71
26	8,62		30,38
27	8,97		28,23
28	9,31		26,24

**Οριζόντια συνιστώσα**  
 Συνολική δύναμη = 488,55 kN/m  
 Βάθος κέντρου μάζας = 4,63 m



4. Λογιστικό φύλλο (excel) υπολογισμού ωθήσεων στατικών με εξωτερικό φορτίο και σεισμό 1\_5 (ΑΚΑΜΠΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ).

ΤΑΣΕΙΣ ΕΔΑΦΟΥΣ ΛΟΓΩ ΕΣΩΤΕΡΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ (ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΟΥ)		
INPUT		
ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ		
Υψος τοίχου	H= 10,00	m
	X1= 5,00	m
	X2= 6,00	m
	q= 1000,00	kN
	Qstr = 1000,00	kN/m <sup>2</sup>
	P <sub>o</sub> = 500,00	kN
	ΔP <sub>eq</sub> = 480,00	kN
	P <sub>OE</sub> = P <sub>o</sub> + ΔP <sub>eq</sub> → 980,00	kN



$$q = \frac{v}{(X_2 - X_1)}$$

for non-yielding walls:

$$\Delta P_{H2} = \frac{2q}{\pi} (\beta - \sin \beta \cos 2\alpha)$$

for yielding walls,  
(walls at failure):

$$\Delta P_{H2} = \frac{q}{\pi} (\beta - \sin \beta \cos 2\alpha)$$

$\beta$  in radians

$$\beta = \tan^{-1} \left( \frac{X_2}{z} \right) - \tan^{-1} \left( \frac{X_1}{z} \right)$$

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{X_2 + X_1}{2z} \right)$$

Ευνοϊκή φόρτιση με ωθήσεις γαιών επιβολή σεισμού και εξωτερικό φορτίο για άκαμπτο τοίχο.

$$P'_{OE} = P_Q + P_o + \Delta P_{eq} \rightarrow 1474,96 \text{ kN}$$

## 5. Λογιστικό φύλλο (excel) υπολογισμού στατικών ωθήσεων 2\_1 (ΕΥΚΑΜΠΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ)

Λογιστικό φύλλο υπολογισμού στατικών ωθήσεων.

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ		
INPUT		
ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ		
Υψος τοίχου	H=	10,00 m
Πάχος κορμού	d=	0,50 m
Μήκος δάκτυλου	Lδ=	0,50 m
Μήκος φτέρνας	Lφ=	1,00 m
Υψος δάκτυλου	hδ=	0,50 m
Υψος φτέρνας	hφ=	0,50 m
ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΕΔΑΦΟΥΣ		
Ειδικό βάρος εδάφους	γ=	20,00 kn/m <sup>3</sup>
Γωνία εσωτερικής τριβής	φ=	30,00 deg
Συντελεστής συνεκτ. Εδάφους	c=	0,00 kn/m <sup>2</sup>
Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και επίχωσης	δ=	0,00 deg
Υπολογιστικό τμήμα στατικών ωθήσεων (Μέθοδος Coulomb)		
OUTPUT		
$K_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \rightarrow$ Συντελεστής ενεργού ώθησης του εδάφους	ka=	0,333
$\sigma_o = \gamma * z \rightarrow$ Κατακόρυφες θλιπτικές τάσεις	σo=	200,000 kn/m <sup>2</sup>
$\sigma_{h,a} = \sigma'_o * K_a - 2 * c' * \sqrt{K_a} \rightarrow$ Οριζόντιες τάσεις (ωθήσεις γαιών ενεργητικές)	σh=	66,667 kn/m <sup>2</sup>
[για c' = 0] $P_a = \frac{1}{2} * \sigma_{h,a} * h \rightarrow$ Συνολική δύναμη (ωθήσεις γαιών ενεργητικές)	Pa=	333,333 kn

Επαλήθευση με το Γεωτεχνικό λογισμικό GEO5 της Fine

Γραμμή εισαγωγής πρόσθετων φορτίσεων

No.	Επιφόρτιση νέο	αλλαγή	Δράσης	Μεγεθ.1 [kN/m]	Σειρ.x x [m]	Βάθος z [m]
1	Ναι		μόνιμος	1000,00	5,50	στο εδαφος

**Σεισμός**  
 Συντελεστής οριζόντιας επιτάχυνσης  $K_h = 0,2400$   
 Συντ κατακόρυφης επιτάχυνσης  $K_v = 0,0000$   
 Το νερό κάτω από τον ΥΓΟ είναι περιορισμένο.

**Ρυθμίσεις του σταδίου κατασκευής**  
 Περίπτωση σχεδιασμού : τυχηματικό  
 Μείωση του εδάφους/γωνίας τριβής εδάφους : χωρίς μείωση

**Ανάλυση No. 1**  
**Δυνάμεις ασκούμενες στη κατασκευή**

Ονομασία	$F_{hor}$ [kN/m]	Σημ.Εφαρμ. z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	Σημ.Εφαρμ. x [m]	Σχέδιο συντελεστής
Ενεργητική ώθηση	333,33	6,67	0,00	0,00	1,000
Σεισμ.-ενεργή πίεση	175,57	3,33	0,00	0,00	0,000
Επιφ.1 - γραμμική	577,35	5,29	0,00	0,00	0,000

**Συνολική πίεση ασκούμενη στην κατασκευή**

Σημείο No.	Βάθος [m]	Οριζ. συνιστ. [kPa]	Καθ. συνιστ. [kPa]
1	0,00	0,00	0,00
2	10,00	66,67	0,00

**Ολικές πιέσεις**  
 Η αντοχή των εδαφών δεν έχει αφαιρεθεί από πιέσεις δημιουργούμενες από πρόσθετη φόρτιση

**Συνολική οριζόντια πίεση ασκούμενη στην κατασκευή = 333,33 kN/m**  
**Σημείο εφαρμογής του οριζ. στοιχείου βρίσκεται σε βάθος = 6,67 m**  
**Συνολική κάθετη πίεση ασκούμενη στην κατασκευή = 0,00 kN/m**  
**Αποστ. κάθετου στοιχείου από την κορυφή της κατασκευής = 0,00 m**



## 6. Λογιστικό φύλλο (excel) υπολογισμού δυναμικών και στατικών ωθήσεων 2\_2 (ΕΥΚΑΜΠΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ)

Λογιστικό φύλλο υπολογισμού δυναμικών ωθήσεων.

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΥΝΑΜΙΚΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ		
INPUT		
ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΗΣΗΣ		
Ύψος τοίχου	H= 10,00	m
Πάχος κορμού	d= 0,50	m
Μήκος δάκτυλου	Lδ= 0,50	m
Μήκος φτέρνας	Lφ= 1,00	m
Ύψος δάκτυλου	hδ= 0,50	m
Ύψος φτέρνας	hφ= 0,50	m
ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΕΔΑΦΟΥΣ		
Ειδικό βάρος εδάφους	γ= 20,00	kn/m <sup>3</sup>
Γωνία εσωτερικής τριβής	φ= 30,00	deg
Συντελεστής συνεκτ. Εδάφους	c= 0,00	kn/m <sup>2</sup>
Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και επίχωσης	δ= 0,00	deg
Γωνία κλίσης της πίσω επιφάνειας του τοίχου	ψ= 90,00	deg
Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής	kh= 0,24	g
Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής	kn= 0,00	g
Υπολογιστικό τμήμα δυναμικών ωθήσεων (Μέθοδος Mononobe - Okabe)		
OUTPUT		
$\psi_e = \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) \rightarrow$	Γωνία εφαρμογής της συνισταμένης δύναμης	Ψe= 13,496
$\cos^2(\varphi - \theta - \psi_e) \rightarrow$	Βοηθητικός παράγοντας	a1= 0,959
$\cos\psi_e + \cos^2\theta + \cos(\delta + \theta + \psi_e) \rightarrow$	Βοηθητικός παράγοντας	a2= 0,946
$\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) + \sin(\varphi - \beta - \psi_e)}{\cos(\delta + \theta + \psi_e) + \cos(\beta - \theta)}}\right]^2 \rightarrow$	Βοηθητικός παράγοντας	a3= 1,382
$K_{AE} = \frac{a1}{a2 + a3} \rightarrow$	Συντελεστής ενεργού ώθησης του εδάφους	Kae= 0,509
$K_{AE} + (1 - k_v) - k_h \rightarrow$	Συντελεστής δυναμικής ενεργού ώθησης του εδάφους	ΔKae= 0,176
$\sigma_h = \Delta K_{AE} + \gamma + H \rightarrow$	Οριζόντιες τάσεις (δυναμικών ωθήσεων - ενεργητικές)	σh= 35,114 kn/m <sup>2</sup>
$\Delta P_{AE} = \frac{1}{2} \Delta K_{AE} + \gamma + H^2 + \cos\delta \rightarrow$	Δύναμη (δυναμικών ωθήσεων)	ΔPae= 175,569 kn
$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE} \rightarrow$	Συνολική δύναμη (δυναμικών και στατικών ωθήσεων)	Ptot= 508,902 kn

Επαλήθευση με το Γεωτεχνικό λογισμικό GEO5 της Fine

### Ανάλυση Νο. 1

Δυνάμεις ασκούμενες στη κατασκευή

Όνομασία	F <sub>hor</sub> [kN/m]	Σημ.Εφαρμ. z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	Σημ.Εφαρμ. x [m]	Σχέδιο συντελεστής
Ενεργητική ώθηση	333,33	6,67	0,00	0,00	1,000
Σεισμ.-ενεργή πίεση	175,57	3,33	0,00	0,00	1,000
Επιφ.1 - γραμμική	577,35	5,29	0,00	0,00	0,000

Συνολική πίεση ασκούμενη στην κατασκευή

Σημείο No.	Βάθος [m]	Οριζ. συνιστ. [kPa]	Καθ. συνιστ. [kPa]
1	0,00	35,11	0,00
2	10,00	66,67	0,00

Ολικές πιέσεις

Η συνολική των εδαφών δεν έχει αφαιρεθεί από πιέσεις δημιουργούμενες από πρόσθετη φόρτιση.....

Συνολική οριζόντια πίεση ασκούμενη στην κατασκευή = 508,90 kN/m

Σημείο εφαρμογής του οριζ. στοιχείου βρίσκεται σε βάθος = 5,52 m

Συνολική κάθετη πίεση ασκούμενη στην κατασκευή = 0,00 kN/m

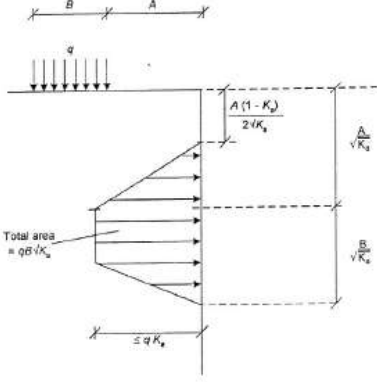
Αποστ. κάθετου στοιχείου από την κορυφή της κατασκευής = 0,00 m

## 7. Λογιστικό φύλλο (excel) στατικών ωθήσεων με την εφαρμογή εξωτερικού φορτίου Q (2\_4) (ΕΥΚΑΜΠΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ)

Λογιστικό φύλλο υπολογισμού ωθήσεων λόγω εξωτερικού φορτίου.

ΤΑΣΕΙΣ ΕΔΑΦΟΥΣ ΛΟΓΩ ΕΞΩΤΕΡΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ (ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΟΥ)	
INPUT	
ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ	
Υψος τοίχου	H= 10,00 m
	B= 1,00 m
	A= 5,00 m
	Ka= 0,333
	Qstr= 1000,00 kN/m <sup>2</sup>
	ΡΑΕ 508,90 kN



Υπολογιστικό τμήμα ωθήσεων (λόγω εξωτερικού φορτίου)	
OUTPUT	
$\sigma_{max}$	333 kN/m <sup>2</sup>
$h_{efar}$	1,34 m
	Το P <sub>Q</sub> είναι το εμβαδόν του διαγράμματος των τάσεων
	P <sub>Q</sub> 577,06 kN/m

Επαλήθευση με το Γεωτεχνικό λογισμικό GEO5 της Fine

### Δυνάμεις ασκούμενες στη κατασκευή

Ονομασία	F <sub>hor</sub> [kN/m]	Σημ.Εφαρμ. z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	Σημ.Εφαρμ. x [m]	Σχέδιο συντελεστής
Ενεργητική ώθηση	333,33	6,67	0,00	0,00	0,000
Σεισμ.-ενεργή πίεση	175,57	3,33	0,00	0,00	0,000
Επιφ.1 - γραμμική	577,35	5,29	0,00	0,00	1,000

### Συνολική πίεση ασκούμενη στην κατασκευή

Σημείο No.	Βάθος [m]	Οριζ. συνιστ. [kPa]	Καθ. συνιστ. [kPa]
1	0,00	0,00	0,00
2	0,00	0,00	0,00
3	3,18	0,00	0,00
4	3,18	0,00	181,82
5	9,53	0,00	0,00
6	10,00	0,00	0,00

### Ολικές πιέσεις

Η συνολική των εδαφών δεν έχει αφαιρεθεί από πιέσεις δημιουργούμενες από πρόσθετη φόρτιση

Συνολική οριζόντια πίεση ασκούμενη στην κατασκευή = 577,35 kN/m

Σημείο εφαρμογής του οριζ. στοιχείου βρίσκεται σε βάθος = 5,29 m

Συνολική κάθετη πίεση ασκούμενη στην κατασκευή = 0,00 kN/m

Αποστ. κάθετου στοιχείου από την κορυφή της κατασκευής = 0,00 m

## 8. Λογιστικό φύλλο (excel) υπολογισμού ωθήσεων με εξωτερικό φορτίο και σεισμό 2\_5 (ΕΚΑΜΠΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ).

Λογιστικό φύλλο υπολογισμού ωθήσεων.

**ΤΑΣΕΙΣ ΕΔΑΦΟΥΣ ΛΟΓΩ ΕΞΩΤΕΡΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ (ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΟΥ)**

---

**INPUT**

**ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ**

Υψος τοίχου H= 10,00 m  
 Β= 1,00 m  
 Α= 5,00 m  
 Ka= 0,333  
 Qstr= 1000,00 kN/m<sup>2</sup>  
 ΡαΕ 508,90 kN

**Υπολογιστικό τμήμα ωθήσεων (λόγω εξωτερικού φορτίου)**

---

**OUTPUT**

σ\_max 333 kN/m<sup>2</sup>  
 h\_efar 1,34 m  
 Ρα 577,06 kN/m

Το ΡQ είναι το εμβαδόν του διαγράμματος των τάσεων

Συνολική φόρτιση με ωθήσεις γαιών επιβολή σεισμού και εξωτερικό φορτίο για εύκαμπτο τοίχο.

$$P'_{AE} = P_Q + P_\alpha + P_{AE} \rightarrow 1085,96 \text{ kN}$$

Επαλήθευση με το Γεωτεχνικό λογισμικό GEO5 της Fine

Γραμμή εισαγωγής πρόσθετων φορτίσεων

No.	Επιφόρτιση νέο αλλαγή	Δράσης	Μεγεθ.1 [kN/m]	Σειρ. x x [m]	Βάθος z [m]
1	Ναι	μόνιμος	1000,00	5,50	στο έδαφος

Σεισμός  
 Συντελεστής οριζόντιας επιτάχυνσης  $K_h = 0,2400$   
 Συντ κατακόρυφης επιτάχυνσης  $K_v = 0,0000$   
 Το νερό κατώ από τον ΥΥΟ είναι περιορισμένο.  
 Ρυθμίσεις του σταθίου κατασκευής  
 Περίπτωση σχεδιασμού : τυχαϊκό  
 Μείωση του εδάφους/γλυφής τριβής εδάφους : χωρίς μείωση

**Ανάλυση No. 1**

Δυνάμεις ασκούμενες στη κατασκευή

Ονομασία	F <sub>hor</sub> [kN/m]	Σημ.Εφαρμ. z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	Σημ.Εφαρμ. x [m]	Σχέδιο συντελεστής
Ενεργητική ώθηση	333,33	6,67	0,00	0,00	1,000
Σεισμ.-ενεργή πίεση	175,57	3,33	0,00	0,00	1,000
Επιφ.1 - γραμμική	577,35	5,29	0,00	0,00	1,000

Συνολική πίεση ασκούμενη στην κατασκευή

Σημείο No.	Βάθος [m]	Οριζ. συνιστ. [kPa]	Καθ. συνιστ. [kPa]
1	0,00	35,11	0,00
2	0,00	35,11	0,00
3	3,18	45,13	0,00
4	3,18	226,95	0,00
5	9,53	65,17	0,00
6	10,00	66,67	0,00

Ολικές πιέσεις

Η ανάλυση των εδαφών δεν λαμβάνει υπόψη τις πιέσεις δημιουργούμενες από πρόσθετη φόρτιση

Συνολική οριζόντια πίεση ασκούμενη στην κατασκευή = **1086,25 kN/m**


Σημείο εφαρμογής του οριζ. στοιχείου βρίσκεται σε βάθος = **5,40 m**

Συνολική κάθετη πίεση ασκούμενη στην κατασκευή = **0,00 kN/m**

Αποστ. κάθετου στοιχείου από την κορυφή της κατασκευής = **0,00 m**

## 9. Επαλήθευση λογιστικών φύλλων δυναμικών συντελεστών ωθήσεων 2\_2 (ΕΥΚΑΜΠΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ)

Με το προηγούμενο πρόγραμμα GEO5 της Fine δεν ήταν δυνατό να επαληθευτούν οι ενδιάμεσοι υπολογισμοί και συγκεκριμένα αυτοί των συντελεστών ωθήσεων  $K_{ae}$  ή η γωνιά της συνισταμένης δύναμης  $\Psi_e$  κ.α. Για την επαλήθευση των παραγόντων αυτών έγινε χρήση του ελεύθερου λογισμικού υπολογισμού δυναμικών ωθήσεων που παρέχεται στη ιστοσελίδα <https://eurocodeapplied.com>. Τα αποτελέσματα παρατίθενται στις παρακάτω εικόνες όπως αυτά προκύπτουν (μετά την εισαγωγή των δεδομένων) στην εκτυπωσιμη μορφή τους.



Free online calculation tools for structural design according to Eurocodes

Project: Διπλωματική εργασία ΣΑΤΜ – ΕΜΠ

Subject: Επαλήθευση αποτελεσμάτων υπολογιστικού φύλλου excel.

Designer: ΠΑΡΑΣΚΕΥΑΣ ΚΩΤΣΑΝΤΩΝΗΣ

Date: Thu Oct 27 2022

### Eurocode 8

## Dynamic earth pressure coefficient for earthquake analysis (Mononobe-Okabe)

#### Description:

Calculation of the dynamic earth pressure coefficient  $K_{AE}$  during earthquake loading according to Mononobe-Okabe method

#### According to:

EN 1998-5:2004 Annex E

#### Supported National

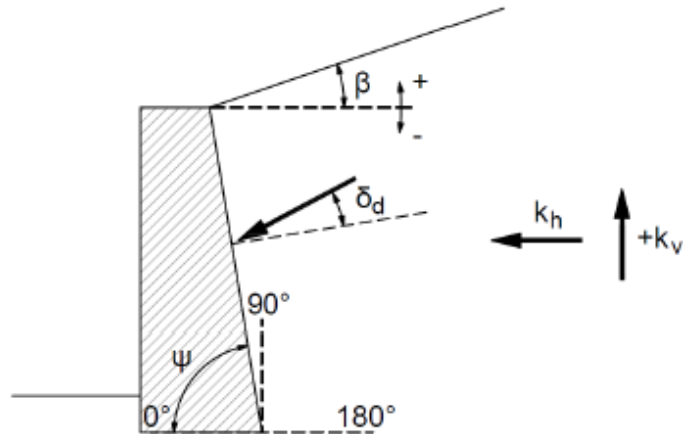
#### Annexes:

No Nationally Defined Parameters (NDPs) in the calculation

### Input

Design value of the angle of shearing resistance of soil	$\varphi'_d = 30$	°
Design value of the friction angle between the soil and the wall	$\delta_d = 0$	°
Inclination angle of the wall back surface	$\psi = 90$	°
Inclination angle of the backfill top surface	$\beta = 0$	°
Horizontal seismic coefficient	$k_h = 0.24$	
Vertical seismic coefficient	$k_v = 0$	





Convention of angles for calculating the earth pressure coefficients (see also EN1998-5 Figure E.1)

## Results

Mononobe-okabe dynamic earth pressure coefficient for active state

$$K_{AE} = 0.5089$$

Mononobe-okabe dynamic earth pressure coefficient for active state including factor  $(1-k_v)$

$$(1-k_v) \cdot K_{AE} = 0.5089$$

Mononobe-okabe dynamic earth pressure coefficient for passive state

$$K_{PE} = 2.5473$$

Mononobe-okabe dynamic earth pressure coefficient for passive state including factor  $(1-k_v)$

$$(1-k_v) \cdot K_{PE} = 2.5473$$

## Notes

1. The total applicable dynamic earth pressure is proportional to the coefficient  $(1-k_v) \cdot K_{AE}$  or  $(1-k_v) \cdot K_{PE}$  for active and passive states respectively that is also calculated above. Both directions of vertical earthquake should generally be examined, i.e. both positive and negative sign for the vertical seismic coefficient  $k_v$ . In general the case where vertical earthquake acts downwards, i.e. negative sign for  $k_v$ , yields the most unfavorable results in terms of total horizontal earth pressure. Sliding verifications may be more unfavorable for the case where vertical earthquake acts upwards, i.e. positive sign for  $k_v$ .
2. The calculation of Mononobe-Okabe coefficient for passive states should preferably be used for vertical wall surface, i.e. when  $\psi = 90^\circ$ , as mentioned in EN1998-5 5E.4.

## Details

### Input Data

- Design value of the angle of shearing resistance of soil:  $\varphi'_d = 30^\circ$
- Design value of the friction angle between the soil and the wall:  $\delta_d = 0^\circ$
- Inclination angle of the wall back surface:  $\psi = 90^\circ$
- Inclination angle of the backfill top surface:  $\beta = 0^\circ$
- Horizontal seismic coefficient:  $k_h = 0.24$
- Vertical seismic coefficient:  $k_v = 0$

## Calculation of dynamic earth pressure coefficient according to Mononobe-Okabe method for dry conditions

The dynamic earth pressure coefficient is calculated for the case of water table below the retaining wall in accordance with *EN1998-5 §E.4 and §E.5*. In particular, the dynamic earth pressure coefficient is calculated for the active and passive states according to Mononobe-Okabe method. The calculated earth pressure coefficient corresponds to the total earth pressure (static + dynamic).

The auxiliary angle  $\theta$  is calculated for the case of water table below the retaining wall in accordance with *EN1998-5 equation (E.6)* as follows:

$$\tan\theta = k_h / (1 - k_v) = 0.240 / [1 - (0.000)] = 0.240$$

This tangent value corresponds to angle  $\theta = 13.496^\circ$ .

### Mononobe-Okabe earth pressure coefficient for active state

For active states *EN1998-5 equations (E.2) and (E.3)* are applicable. The following intermediate factors are calculated:

$$a_1 = \sin(\psi + \varphi'_d - \theta) = 0.9588$$

$$a_2 = \cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta_d) = 0.9455$$

$$a_3 = 1 + [\sin(\varphi'_d + \delta_d) \cdot \sin(\varphi'_d - \beta - \theta) / \sin(\psi - \theta - \delta_d) / \sin(\psi + \beta)]^{0.5} = 1.3822$$

For the case where  $\beta \leq \varphi'_d - \theta$  *EN1998-5 equation (E.2)* applies:

$$K_{AE} = a_1^2 / (a_2 \cdot a_3^2) = 0.9588^2 / (0.9455 \cdot 1.3822^2) = 0.509$$

Therefore the dynamic earth pressure coefficient for active states according to Mononobe-Okabe method is calculated as  $K_{AE} = 0.509$

### Mononobe-Okabe earth pressure coefficient for passive state

For passive states *EN1998-5 equation (E.4)* is applicable. No shearing resistance is considered between the soil and the wall, i.e. the friction angle  $\delta_d$  is considered equal to 0. The following intermediate factors are calculated:

$$p_1 = \sin(\psi + \varphi'_d - \theta) = 0.9588$$

$$p_2 = \cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi + \theta) = 0.9455$$

$$p_3 = 1 - [\sin(\varphi'_d) \cdot \sin(\varphi'_d + \beta - \theta) / \sin(\psi + \beta) / \sin(\psi + \theta)]^{0.5} = 0.6178$$

The dynamic earth pressure coefficient for passive state is calculated according to *EN1998-5 equation (E.4)* as:

$$K_{PE} = p_1^2 / (p_2 \cdot p_3^2) = 0.9588^2 / (0.9455 \cdot 0.6178^2) = 2.547$$

Therefore the dynamic earth pressure coefficient for passive states according to Mononobe-Okabe method is calculated as  $K_{PE} = 2.547$

## Total design force

The total design force (static + dynamic) acting on the retaining structure from the land-ward side is calculated in accordance with *EN1998-5 equation (E.1)* for the case of water table below the retaining wall (dry state) as follows:

$$E_d = (1/2) \cdot \gamma \cdot (1 - k_v) \cdot K_{AE} \cdot H^2 \text{ for active state}$$

$$E_d = (1/2) \cdot \gamma \cdot (1 - k_v) \cdot K_{PE} \cdot H^2 \text{ for passive state}$$

where the active and passive dynamic earth pressure coefficients  $K_{AE}$  and  $K_{PE}$  have been calculated above,  $\gamma$  is the unit weight of soil, and  $H$  is the wall height. For the case of water table below the

retaining wall (dry state) both hydrostatic  $E_{ws}$  and hydrodynamic  $E_{wd}$  contributions are 0.

## Earth pressure profile

### Static and dynamic part of the total seismic earth pressure

According to *EN1998-5 57.3.2.3(4)P* the point of application of the force due to the dynamic earth pressure shall be taken to lie at mid-height of the wall, in the absence of a more detailed study. Therefore the dynamic part of the total earth pressure may be considered to act at the mid height of the wall. For active states the corresponding static earth pressure coefficient  $K_A$  can be calculated according to coulomb theory.

The total earth pressure on the wall is analyzed into two pressure profiles a) a static triangular pressure profile with resultant force acting at 1/3 of the wall height, and b) a dynamic uniform pressure profile with resultant force acting at 1/2 of the wall height. The two pressure profiles are:

Static pressure profile (triangular):  $p_s(z) = K_A \cdot \gamma \cdot z$

Dynamic pressure profile (uniform):  $p_d(z) = (1/2) \cdot [(1-k_v) \cdot K_{AE} - K_A] \cdot \gamma \cdot H$

where  $z$  is the depth measured from the soil surface at the top of the retaining wall.

The static earth pressure coefficient for active states  $K_A$  can be calculated according to the previous methodology if the seismic coefficients  $k_h$  and  $k_v$  are both set equal to zero, which means that the auxiliary angle is  $\theta = 0$ . For this case Mononobe-Okabe method reduces to coulomb theory.

The calculated value for the static active pressure coefficient is  $K_A = 0.3333$ .

For the examined case the factor of the dynamic part of the total earth pressure is calculated as:

$$(1/2) \cdot [(1-k_v) \cdot K_{AE} - K_A] = (1/2) \cdot [1 - (0.000)] \cdot 0.509 - 0.3333 = 0.0878$$

Therefore, for the examined case the two pressure profiles (static and dynamic) are:

Static pressure profile (triangular):  $p_s(z) = K_A \cdot \gamma \cdot z = 0.3333 \cdot \gamma \cdot z$

Dynamic pressure profile (uniform):  $p_d(z) = (1/2) \cdot [(1-k_v) \cdot K_{AE} - K_A] \cdot \gamma \cdot H = 0.0878 \cdot \gamma \cdot H$

where  $z$  is the depth measured from the soil surface at the top of the retaining wall.

### Resultant force and location of point of application

For the active state the total design force (static + dynamic) acting on the retaining structure from the land-ward side is calculated in accordance with *EN1998-5 equation (E.1)* for the case of water table below the retaining wall (dry state) as follows:

$$(1/2) \cdot (1-k_v) \cdot K_{AE} \gamma H^2 = 0.2545 \cdot \gamma H^2$$

According to the assumption of a triangular static earth pressure profile and a dynamic uniform earth pressure profile, the point of application of the total design force is equal to:

$$z_0 = 0.6092 \cdot H \text{ measured from the top of the wall}$$

$$H - z_0 = 0.3908 \cdot H \text{ measured from the bottom of the wall}$$

Από τα παραπάνω προκύπτει ταύτιση τιμών μεταξύ του ελευθέρου λογισμικού υπολογισμού δυναμικών ωθήσεων (<https://eurocodeapplied.com>) και του λογιστικού φύλλου excel. Για παράδειγμα γωνιά της συνισταμένης δύναμης  $\Psi_e = \theta = 13,496^\circ$ ,  $K_a = 0.333$ , και ο συντελεστής δυναμικών ωθήσεων  $K_{ae} = 0.509$ .

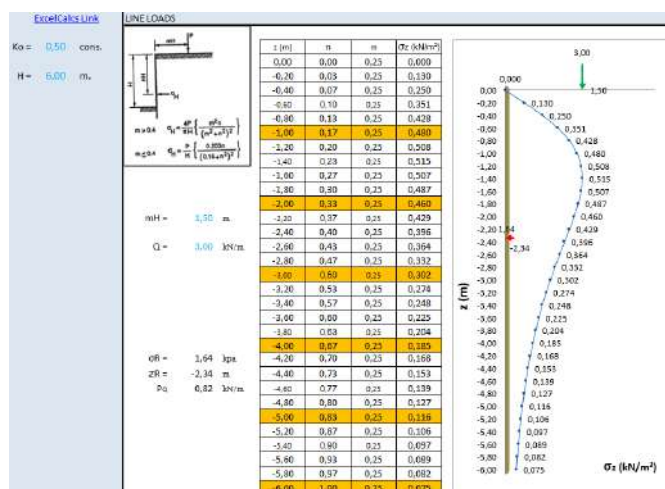
Υπολογισμός δυναμικών συντελεστών με την χρήση υπολογιστικού φύλλου excel.

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΥΝΑΜΙΚΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ		
INPUT		
ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ		
Υψος τοίχου	H= 10,00	m
Πάχος κορμού	d= 0,50	m
Μήκος δάκτυλου	Lδ= 0,50	m
Μήκος φτέρνας	Lφ= 1,00	m
Υψος δάκτυλου	hδ= 0,50	m
Υψος φτέρνας	hφ= 0,50	m
ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΕΔΑΦΟΥΣ		
Είδος βάρους εδάφους	γ= 20,00	kn/m <sup>3</sup>
Γωνία εσωτερικής τριβής	φ= 30,00	deg
Συντελεστής συνεκ. Εδάφους	c= 0,00	kn/m <sup>2</sup>
Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και επαφής	δ= 0,00	deg
Γωνία κλίσης της πίσω επιφάνειας του τοίχου	ψ= 90,00	deg
Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής	kh= 0,24	g
Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής	kn= 0,00	g
Υπολογιστικό τμήμα δυναμικών ωθήσεων (Μέθοδος Mononobe – Okabe)		
OUTPUT		
$\psi_w = \tan^{-1} \left( \frac{k_h}{1 - k_v} \right) \rightarrow$	Γωνία εφαρμογής της συνισταμένης δύναμης	Ψw= 13,496
$\cos^2(\varphi - \theta - \psi_w) \rightarrow$	Βοηθητικός παράγοντας	a1= 0,959
$\cos\psi_w + \cos^2\theta + \cos(\delta + \theta + \psi_w) \rightarrow$	Βοηθητικός παράγοντας	a2= 0,946
$1 + \frac{\sin(\delta + \varphi) + \sin(\varphi - \delta - \psi_w)}{\cos(1 + \theta + \psi_w) + \sin(\varphi - \theta)}$	Βοηθητικός παράγοντας	a3= 1,382
$K_{AE} = \frac{\sigma_1}{a2 + a3} \rightarrow$	Συντελεστής ενεργού ωθήσεως του εδάφους	<b>Kae= 0,509</b>
$K_{AB} = (1 - K_p) - K_{h1} \rightarrow$	Συντελεστής δυναμικής ενεργού ωθήσεως του εδάφους	ΔKae= 0,176
$\sigma_h = \Delta K_{AE} + \gamma \cdot H \rightarrow$	Οριζόντιες τάσεις (δυναμικών ωθήσεων - ενεργητικές)	σh= 35,114 kn/m <sup>2</sup>
$\Delta P_{AE} = \frac{1}{2} \cdot \Delta K_{AE} + \gamma \cdot H^2 \cdot \cos\delta \rightarrow$	Δύναμη (δυναμικών ωθήσεων)	ΔPae= 175,569 kn
$P_{AE} = P_h + \Delta P_{AE} \rightarrow$	Συνολική δύναμη (δυναμικών και στατικών ωθήσεων)	Ptot= 508,902 kn

## 10.Επαλήθευση λογιστικών φύλλων υπολογισμού λόγω εξωτερικού φορτίου

Για την επαλήθευση των υπολογιστικών φύλλων χρησιμοποιείται παράλληλα και το ελεύθερο φύλλο excel γεωτεχνικών υπολογισμών του Turan Babacan που βρίσκεται στην ιστοσελίδα [excelcalcs.com](http://excelcalcs.com) και συγκεκριμένα [Surcharge loads types \(excelcalcs.com\)](http://excelcalcs.com).

Στην παρακάτω εικόνα προκύπτει η ταύτιση τιμών μεταξύ του λογιστικού φύλλου excel από Surcharge loads types (excelcalcs.com) και του λογιστικού φύλλου excel που κατασκευάστηκε για της ανάγκες της Διπλωματικής. Η ταύτιση σημαίνεται με έντονα (bold) γράμματα και με έγχρωμη σκίαση κελιού.



Λογιστικό φύλλο (από [Surcharge loads types \(excelcalcs.com\)](http://Surcharge loads types (excelcalcs.com)) ) υπολογισμού ωθήσεων λόγω εξωτερικού (γραμμικού) φορτίου



## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ: Λογιστικά φύλλα (excel) υπολογισμού ωθήσεων

### 1. Άκαμπτος τοίχος αντιστήριξης.

#### ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ (ΑΚΑΜΠΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ)

INPUT			
ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ			
Ύψος τοίχου	H=	10,00	m
Πάχος κορμού	d=	0,50	m
Μήκος δάκτυλου	Lδ=	0,50	m
Μήκος φτέρνας	Lφ=	1,00	m
Ύψος δάκτυλου	hδ=	0,50	m
Ύψος φτέρνας	hφ=	0,50	m
ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΕΔΑΦΟΥΣ			
Ειδικό βάρος εδάφους	γ=	20,00	kN/m <sup>3</sup>
Γωνία εσωτερικής τριβής	φ=	30,00	deg
Συντελεστής συνεκτ. Εδάφους	c=	0,00	kN/m <sup>2</sup>
Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και επίχωσης	δ=	0,00	deg
Υπολογιστικό τμήμα στατικών ωθήσεων (Μέθοδος Coulomb)			
OUTPUT			
$K_0 = (1 - \sin\phi) \rightarrow$	Συντελεστής ενεργού ώθησεων εδάφους	ko=	0,500
$\sigma_{h,0} = K_0 * \gamma * h \rightarrow$	Κατακόρυφη κατανομή τάσεων	σο1 (min)=	0,000 kN/m <sup>2</sup>
		σο2 (H/2)=	50,000 kN/m <sup>2</sup>
		σο3(max)=	100,000 kN/m <sup>2</sup>
$P_o = \frac{1}{2} * K_0 * \gamma * h^2 \rightarrow$	Συνολική δύναμη (ωθήσεις γαιών ενεργητικές)	Ρο=	500,000 Kv

**ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΥΝΑΜΙΚΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ (ΑΚΑΜΠΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ)**

INPUT		
ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ		
Ύψος τοίχου	H= 10,00	m
Πάχος κορμού	d= 0,50	m
Μήκος δάκτυλου	Lδ= 0,50	m
Μήκος φτέρνας	Lφ= 1,00	m
Ύψος δάκτυλου	hδ= 0,50	m
Ύψος φτέρνας	hφ= 0,50	m
ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΕΔΑΦΟΥΣ		
Ειδικό βάρος εδάφους	γ= 20,00	kN/m <sup>3</sup>
Γωνία εσωτερικής τριβής	φ= 30,00	deg
Συντελεστής συνεκτ. Εδάφους	c= 0,00	kN/m <sup>2</sup>
Ο λόγος H/L	H/L = 10,00	
Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής	αh= 0,24	g
δυναμικός συντελεστής	Fp= 1,00	
δυναμικός συντελεστής	Fm= 0,55	

**Υπολογιστικό τμήμα δυναμικών ωθήσεων (Μέθοδος Wood)**

**OUTPUT**

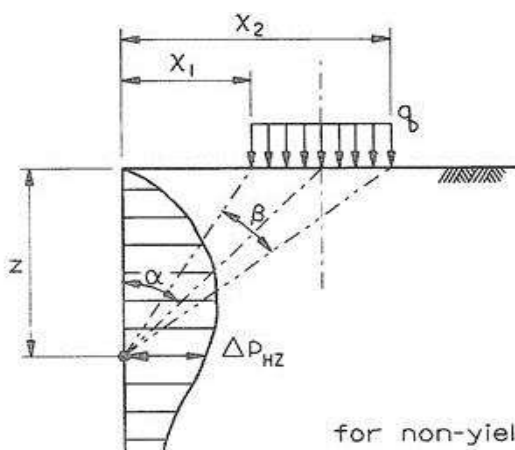
Συντελεστής ώθησης του εδάφους	Kh= 0,240
Ροπή (δυναμικών ωθήσεων)	ΔMeq= 2640,000 kn*M
$\Delta P_{eq} = \gamma * H^2 * k_h * F_p \rightarrow$ Δύναμη (δυναμικών ωθήσεων)	ΔPeq= 480,000 kn
Σημείο εφαρμογής της δυναμικής ώθησης	heq= 0,182 m
$P_{OE} = P_O + \Delta P_{eq} \rightarrow$ Συνολική δύναμη (δυναμικών και στατικών ωθήσεων)	Ptot= 980,000 kn

**ΤΑΣΕΙΣ ΕΔΑΦΟΥΣ ΛΟΓΩ ΕΞΩΤΕΡΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ (ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΟΥ ΣΤΑΤΙΚΟ)**

**INPUT**

**ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ**

Υψος τοίχου	H= 10,00	m
X1=	5,00	m
X2=	6,00	m
q=	1000,00	kN
Qstr =	1000,00	kN/m <sup>2</sup>
Po=	500,00	kN
ΔPeq=	0,00	kN



$$q_b = \frac{v}{(X_2 - X_1)}$$

for non-yielding walls:

$$\Delta P_{HZ} = \frac{2q}{\pi} (\beta - \sin \beta \cos 2\alpha)$$

for yielding walls,  
(walls at failure):

$$\Delta P_{HZ} = \frac{q_b}{\pi} (\beta - \sin \beta \cos 2\alpha)$$

$\beta$  in radians

$$\beta = \tan^{-1} \left( \frac{X_2}{z} \right) - \tan^{-1} \left( \frac{X_1}{z} \right)$$

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{X_2 + X_1}{2z} \right)$$

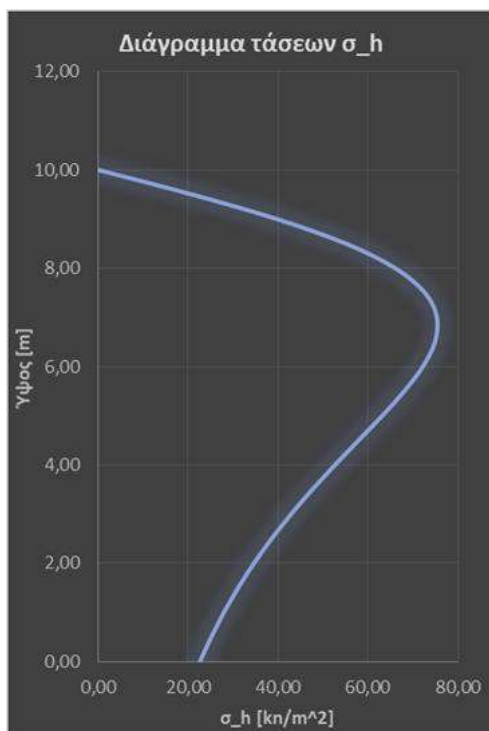
Συνολική φόρτιση με ωθήσεις γαιών επιβολή σεισμού και εξωτερικό φορτίο για άκαμπτο τοίχο.

$$P'_o = P_Q + P_o \rightarrow 994,96 \text{ kN}$$

## Υπολογιστικό τμήμα ωθήσεων (λόγω εξωτερικού φορτίου)

## OUTPUT

z (m)	H	atan(X2/2)	atan(X1/2)	atan(X2+X1/2Z)	β (deg)	α (deg)	σ <sub>z</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
0,00	10,00	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00
0,50	9,50	1,488	1,471	11,0	0,017	1,480	20,87
1,00	9,00	1,406	1,373	5,5	0,032	1,391	39,74
1,50	8,50	1,326	1,279	3,7	0,046	1,305	55,07
2,00	8,00	1,249	1,190	2,8	0,059	1,222	66,06
2,50	7,50	1,176	1,107	2,2	0,069	1,144	72,64
3,00	7,00	1,107	1,030	1,8	0,077	1,071	75,31
3,50	6,50	1,043	0,960	1,6	0,083	1,004	74,88
4,00	6,00	0,983	0,896	1,4	0,087	0,942	72,21
4,50	5,50	0,927	0,838	1,2	0,089	0,885	68,10
5,00	5,00	0,876	0,785	1,1	0,091	0,833	63,19
5,50	4,50	0,829	0,738	1,0	0,091	0,785	57,95
6,00	4,00	0,785	0,695	0,9	0,091	0,742	52,71
6,50	3,50	0,745	0,656	0,8	0,090	0,702	47,68
7,00	3,00	0,709	0,620	0,8	0,088	0,666	42,97
7,50	2,50	0,675	0,588	0,7	0,087	0,633	38,64
8,00	2,00	0,644	0,559	0,7	0,085	0,602	34,72
8,50	1,50	0,615	0,532	0,6	0,083	0,574	31,19
9,00	1,00	0,588	0,507	0,6	0,081	0,549	28,04
9,50	0,50	0,563	0,484	0,6	0,079	0,525	25,23
10,00	0,00	0,540	0,464	0,6	0,077	0,503	22,73
10,50	-0,50	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00
11,00	-1,00	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00
11,50	-1,50	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00
12,00	-2,00	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00
12,50	-2,50	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00
13,00	-3,00	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00
13,50	-3,50	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00
14,00	-4,00	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00
14,50	-4,50	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00
15,00	-5,00	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00



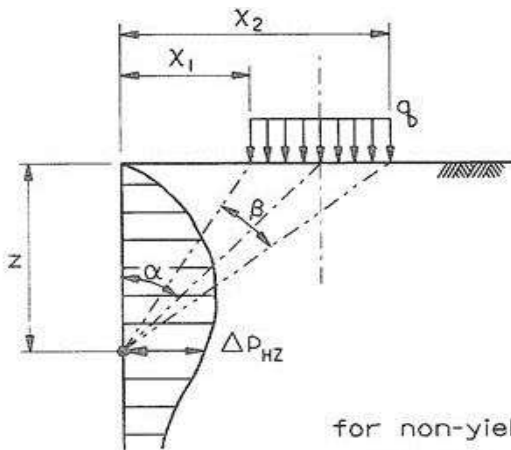
Το PQ είναι το εμβαδόν του  
διαγράμματος των τάσεων

**PQ 494,96 kN/m**

INPUT

ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

Υψος τοίχου	H= 10,00	m
X1=	5,00	m
X2=	6,00	m
q=	1000,00	kN
Qstr =	1000,00	kN/m <sup>2</sup>
P <sub>o</sub> =	500,00	kN
ΔP <sub>eq</sub> =	480,00	kN
P <sub>OE</sub> = P <sub>O</sub> + ΔP <sub>eq</sub> →	980,00	kN



$$b = \frac{v}{(X_2 - X_1)}$$

for non-yielding walls:

$$\Delta P_{HZ} = \frac{2q}{\pi} b (\beta - \sin \beta \cos 2\alpha)$$

for yielding walls,  
(walls at failure):

$$\Delta P_{HZ} = \frac{q}{\pi} b (\beta - \sin \beta \cos 2\alpha)$$

β in radians

$$\beta = \tan^{-1} \left( \frac{X_2}{z} \right) - \tan^{-1} \left( \frac{X_1}{z} \right)$$

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{X_2 + X_1}{2z} \right)$$

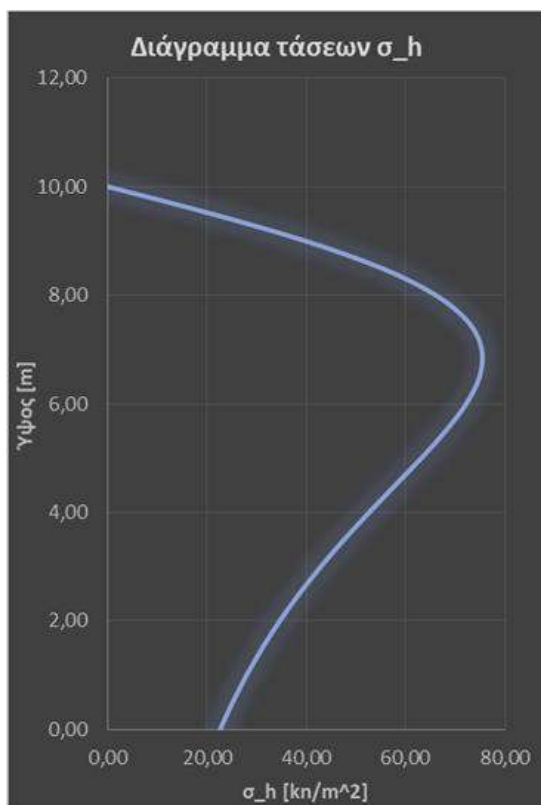
Συνολική φόρτιση με ωθήσεις γαιών επιβολή σεισμού και εξωτερικό φορτίο για άκαμπτο τοίχο.

$$P'_{OE} = P_Q + P_o + \Delta P_{eq} \rightarrow 1474,96 \text{ kN}$$

Υπολογιστικό τμήμα ωθήσεων (λόγω εξωτερικού φορτίου)

OUTPUT

z (m)	H	atan(X2/2)	atan(X1/2)	atan(X2+X1/2Z)	β (deg)	α (deg)	σ <sub>z</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
0,00	10,00	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00
0,50	9,50	1,488	1,471	11,0	0,017	1,480	20,87
1,00	9,00	1,406	1,373	5,5	0,032	1,391	39,74
1,50	8,50	1,326	1,279	3,7	0,046	1,305	55,07
2,00	8,00	1,249	1,190	2,8	0,059	1,222	66,06
2,50	7,50	1,176	1,107	2,2	0,069	1,144	72,64
3,00	7,00	1,107	1,030	1,8	0,077	1,071	75,31
3,50	6,50	1,043	0,960	1,6	0,083	1,004	74,88
4,00	6,00	0,983	0,896	1,4	0,087	0,942	72,21
4,50	5,50	0,927	0,838	1,2	0,089	0,885	68,10
5,00	5,00	0,876	0,785	1,1	0,091	0,833	63,19
5,50	4,50	0,829	0,738	1,0	0,091	0,785	57,95
6,00	4,00	0,785	0,695	0,9	0,091	0,742	52,71
6,50	3,50	0,745	0,656	0,8	0,090	0,702	47,68
7,00	3,00	0,709	0,620	0,8	0,088	0,666	42,97
7,50	2,50	0,675	0,588	0,7	0,087	0,633	38,64
8,00	2,00	0,644	0,559	0,7	0,085	0,602	34,72
8,50	1,50	0,615	0,532	0,6	0,083	0,574	31,19
9,00	1,00	0,588	0,507	0,6	0,081	0,549	28,04
9,50	0,50	0,563	0,484	0,6	0,079	0,525	25,23
10,00	0,00	0,540	0,464	0,6	0,077	0,503	22,73
10,50	-0,50	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00
11,00	-1,00	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00
11,50	-1,50	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00
12,00	-2,00	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00
12,50	-2,50	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00
13,00	-3,00	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00
13,50	-3,50	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00
14,00	-4,00	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00
14,50	-4,50	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00
15,00	-5,00	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00



Το PQ είναι το εμβαδόν του διαγράμματος των τάσεων

**PQ 494,96 kN/m**

## 2. Εύκαμπτος τοίχος αντιστήριξης.

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΤΑΤΙΚΩΝ			
ΩΘΗΣΕΩΝ			
INPUT			
ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΙΧΟΥ			
ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ			
Ύψος τοίχου	H=	10,00	m
Πάχος κορμού	d=	0,50	m
Μήκος δάκτυλου	Lδ=	0,50	m
Μήκος φτέρνας	Lφ=	1,00	m
Ύψος δάκτυλου	hδ=	0,50	m
Ύψος φτέρνας	hφ=	0,50	m
ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΕΔΑΦΟΥΣ			
Ειδικό βάρος εδάφους	γ=	20,00	kN/m <sup>3</sup>
Γωνία εσωτερικής τριβής	φ=	30,00	deg
Συντελεστής συνεκτ. Εδάφους	c=	0,00	kN/m <sup>2</sup>
Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και επίχωσης	δ=	0,00	deg
Υπολογιστικό τμήμα στατικών ωθήσεων (Μέθοδος Coulomb)			
OUTPUT			
$K_\alpha = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \rightarrow$	Συντελεστής ενεργού ώθησης του εδάφους	ka=	0,333
$\sigma_o = \gamma * z \rightarrow$	Κατακόρυφες θλιπτικές τάσεις	σo=	200,000 kN/m <sup>2</sup>
$\sigma_{h,\alpha} = \sigma'_o * K_\alpha - 2 * c' * \sqrt{K_\alpha} \rightarrow$	Οριζόντιες τάσεις (ωθήσεις γαιών ενεργητικές)	σh=	66,667 kN/m <sup>2</sup>
$[για c' = 0] P_\alpha = \frac{1}{2} * \sigma_{h,\alpha} * h \rightarrow$	Συνολική δύναμη (ωθήσεις γαιών ενεργητικές)	Pa=	333,333 Kn

## ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΥΝΑΜΙΚΩΝ

### ΩΘΗΣΕΩΝ

#### INPUT

##### ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

Υψος τοίχου	H= 10,00	m
Πάχος κορμού	d= 0,50	m
Μήκος δάκτυλου	Lδ= 0,50	m
Μήκος φτέρνας	Lφ= 1,00	m
Υψος δάκτυλου	hδ= 0,50	m
Υψος φτέρνας	hφ= 0,50	m

##### ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΕΔΑΦΟΥΣ

Ειδικό βάρος εδάφους	γ= 20,00	kN/m <sup>3</sup>
Γωνία εσωτερικής τριβής	φ= 30,00	deg
Συντελεστής συνεκτ. Εδάφους	c= 0,00	kN/m <sup>2</sup>
Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και επίχωσης	δ= 0,00	deg
Γωνία κλίσης της πίσω επιφάνειας του τοίχου	ψ= 90,00	deg
Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής	k <sub>h</sub> = 0,24	G
Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής	k <sub>v</sub> = 0,00	G

#### Υπολογιστικό τμήμα δυναμικών ωθήσεων (Μέθοδος Mononobe – Okabe)

#### OUTPUT

$\psi_e = \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) \rightarrow$	Γωνία εφαρμογής της συνισταμένης δύναμης	Ψ <sub>e</sub> = 13,496
$\cos^2(\varphi - \theta - \psi_e) \rightarrow$	Βοηθητικός παράγοντας	a <sub>1</sub> = 0,959
$\cos\psi_e * \cos^2\theta * \cos(\delta + \theta + \psi_e) \rightarrow$	Βοηθητικός παράγοντας	a <sub>2</sub> = 0,946
$\left[1 + \frac{\sin(\delta + \varphi) * \sin(\varphi - \beta - \psi_e)}{\cos(\delta + \theta + \psi_e) * \cos(\beta - \theta)}\right]^2 \rightarrow$	Βοηθητικός παράγοντας	a <sub>3</sub> = 1,382
$K_{AE} = \frac{a_1}{a_2 * a_3} \rightarrow$	Συντελεστής ενεργού ώθησης του εδάφους	<b>K<sub>ae</sub>= 0,509</b>
$K_{AE} * (1 - k_v) - k_h \rightarrow$	Συντελεστής δυναμικής ενεργού ώθησης του εδάφους	ΔK <sub>ae</sub> = 0,176
$\sigma_h = \Delta K_{AE} * \gamma * H \rightarrow$	Οριζόντιες τάσεις (δυναμικών ωθήσεων - ενεργητικές)	σ <sub>h</sub> = 35,114 kN/m <sup>2</sup>
$\Delta P_{AE} = \frac{1}{2} * \Delta K_{AE} * \gamma * H^2 * \cos\delta \rightarrow$	Δύναμη (δυναμικών ωθήσεων)	ΔP <sub>ae</sub> = 175,569 Kn
$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE} \rightarrow$	Συνολική δύναμη (δυναμικών και στατικών ωθήσεων)	P <sub>tot</sub> = 508,902 KN



**ΤΑΣΕΙΣ ΕΔΑΦΟΥΣ ΛΟΓΩ ΕΞΩΤΕΡΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ (ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΟΥ ΣΤΑΤΙΚΟ)****INPUT****ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ**

Ύψος τοίχου	H= 10,00	m
	B= 1,00	m
	A= 5,00	m
	Ka= 0,333	
	Qstr = 1000,00	kN/m <sup>2</sup>
	ΡΑΕ 333,33	kN

**Υπολογιστικό τμήμα ωθήσεων (λόγω εξωτερικού φορτίου)****OUTPUT**

$\sigma_{max}$  333 kN/m<sup>2</sup>

$h_{efar}$  1,34 m

Το PQ είναι το εμβαδόν του  
διαγράμματος των τάσεων

$P_Q$  577,06 kN/m

Συνολική φόρτιση με ωθήσεις γαιών επιβολή σεισμού και εξωτερικό φορτίο για  
εύκαμπτο τοίχο.

**910,39 kN**

**ΤΑΣΕΙΣ ΕΔΑΦΟΥΣ ΛΟΓΩ ΕΞΩΤΕΡΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ (ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΟΥ ΔΥΝΑΜΙΚΟ)**

**INPUT**

**ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ**

Ύψος τοίχου	H= 10,00	m
	B= 1,00	m
	A= 5,00	m
	Ka= 0,333	
	Qstr = 1000,00	kN/m <sup>2</sup>
	Pa 508,90	kN

**Υπολογιστικό τμήμα ωθήσεων (λόγω εξωτερικού φορτίου)**

**OUTPUT**

$\sigma_{max}$  333 kN/m<sup>2</sup>

$h_{efar}$  1,34 m

Το PQ είναι το εμβαδόν του  
διαγράμματος των τάσεων

$P_Q$  577,06 kN/m

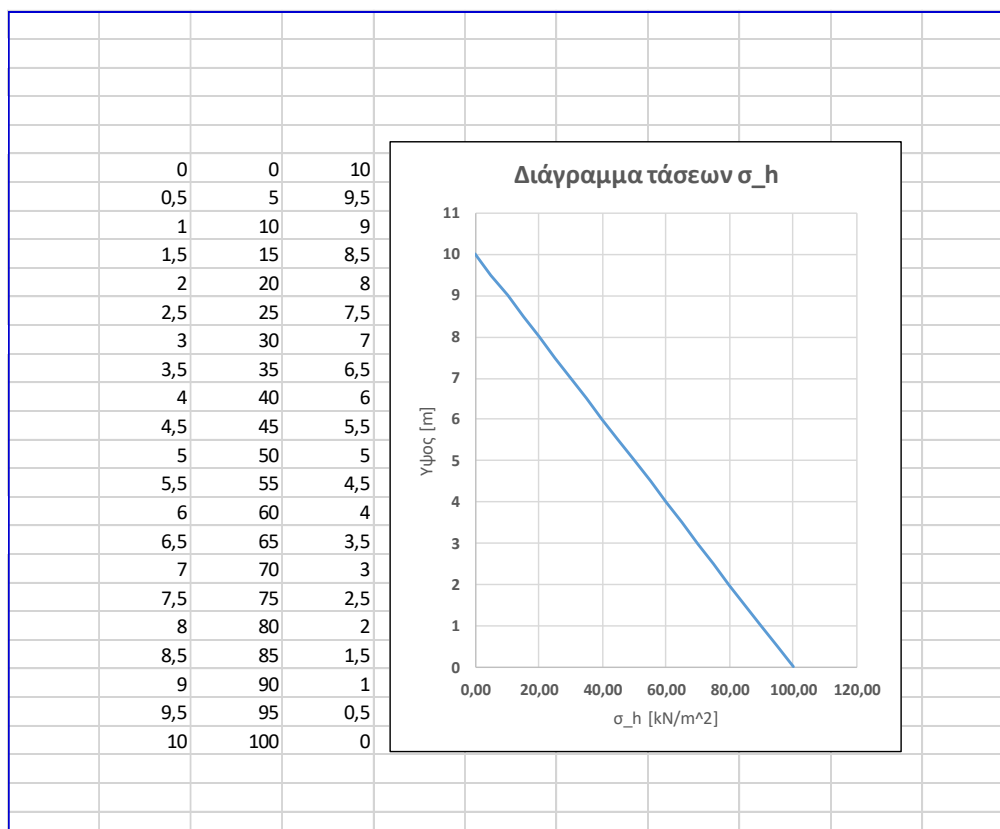
Συνολική φόρτιση με ωθήσεις γαιών επιβολή σεισμού και εξωτερικό φορτίο για  
εύκαμπτο τοίχο.

**1085,96 kN**

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ: Αποτελέσματα αναλυτικών μεθόδων υπολογισμού

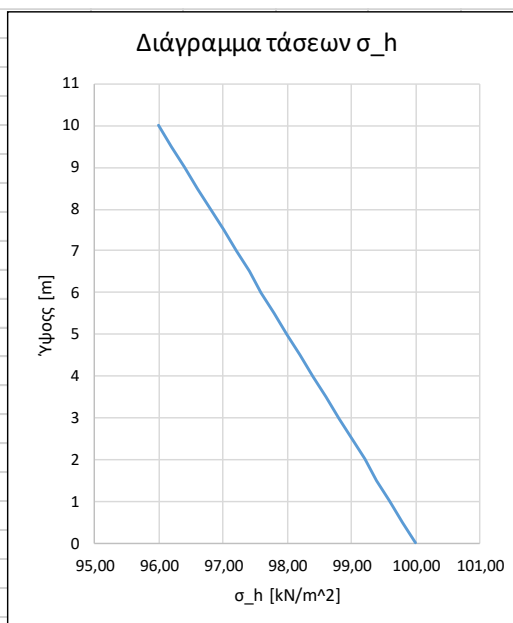
### 1. Παρουσίαση υπολογισμών (ΑΚΑΜΠΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ)

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ (ΑΚΑΜΠΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ)			
<b>INPUT</b>			
<b>ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ</b>			
Υψος τοίχου	H=	10,00	m
Πάχος κορμού	d=	0,50	m
Μήκος δάκτυλου	Lδ=	0,50	m
Μήκος φτέρνας	Lφ=	1,00	m
Υψος δάκτυλου	hδ=	0,50	m
Υψος φτέρνας	hφ=	0,50	m
<b>ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΕΔΑΦΟΥΣ</b>			
Ειδικό βάρος εδάφους	γ=	20,00	kn/m <sup>3</sup>
Γωνία εσωτερικής τριβής	φ=	30,00	deg
Συντελεστής συνεκτ. Εδάφους	c=	0,00	kn/m <sup>2</sup>
Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και επίχωσης	δ=	0,00	deg
<b>Υπολογιστικό τμήμα στατικών ωθήσεων (Μέθοδος Coulomb)</b>			
<b>OUTPUT</b>			
$K_o = (1 - \sin\phi) \rightarrow$	Συντελεστής ενεργού ώθησεων εδάφους	ko=	0,500
$\sigma_{h,0} = K_o * \gamma * h \rightarrow$	Κατακόρυφη κατανομή τάσεων	σo1 (min)=	0,000 kn/m <sup>2</sup>
		σo2 (H/2)=	50,000 kn/m <sup>2</sup>
		σo3(max)=	100,000 kn/m <sup>2</sup>
$P_o = \frac{1}{2} * K_o * \gamma * h^2 \rightarrow$	Συνολική δύναμη (ωθήσεις γαιών ενεργητικές)	Po=	500,000 kn



ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΥΝΑΜΙΚΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ (ΑΚΑΜΠΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ)			
INPUT			
ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ			
Υψος τοίχου	H=	10,00	m
Πάχος κορμού	d=	0,50	m
Μήκος δάκτυλου	Lδ=	0,50	m
Μήκος φτέρνας	Lφ=	1,00	m
Υψος δάκτυλου	hδ=	0,50	m
Υψος φτέρνας	hφ=	0,50	m
ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΕΔΑΦΟΥΣ			
Ειδικό βάρος εδάφους	γ=	20,00	kn/m <sup>3</sup>
Γωνία εσωτερικής τριβής	φ=	30,00	deg
Συντελεστής συνεκτ. Εδάφους	c=	0,00	kn/m <sup>2</sup>
Ο λόγος H/L	H/L=	10,00	
Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής	αh=	0,24	g
δυναμικός συντελεστής	Fp=	1,00	
δυναμικός συντελεστής	Fm=	0,55	
Υπολογιστικό τμήμα δυναμικών ωθήσεων (Μέθοδος Wood)			
OUTPUT			
$k_h = \frac{\alpha_h}{g} \rightarrow$	Συντελεστής ώθησης του εδάφους	Kh=	0,240
$\Delta M_{eq} = \gamma * H^3 * k_h * F_m \rightarrow$	Ροπή (δυναμικών ωθήσεων)	ΔMeq=	2640,000 kn*M
$\Delta P_{eq} = \gamma * H^2 * k_h * F_p \rightarrow$	Δύναμη (δυναμικών ωθήσεων)	ΔPeq=	480,000 kn
$h_{eq} = \frac{\Delta P_{eq}}{\Delta M_{eq}} \rightarrow$	Σημείο εφαρμογής της δυναμικής ώθησης	heq=	0,182 m
$P_{OE} = P_O + \Delta P_{eq} \rightarrow$	Συνολική δύναμη (δυναμικών και στατικών ωθήσεων)	Ptot=	980,000 kn

10	0	0	96,000	96,000
9,5	0,5	5	91,200	96,200
9	1	10	86,400	96,400
8,5	1,5	15	81,600	96,600
8	2	20	76,800	96,800
7,5	2,5	25	72,000	97,000
7	3	30	67,200	97,200
6,5	3,5	35	62,400	97,400
6	4	40	57,600	97,600
5,5	4,5	45	52,800	97,800
5	5	50	48,000	98,000
4,5	5,5	55	43,200	98,200
4	6	60	38,400	98,400
3,5	6,5	65	33,600	98,600
3	7	70	28,800	98,800
2,5	7,5	75	24,000	99,000
2	8	80	19,200	99,200
1,5	8,5	85	14,400	99,400
1	9	90	9,600	99,600
0,5	9,5	95	4,800	99,800
0	10	100	0,000	100,000

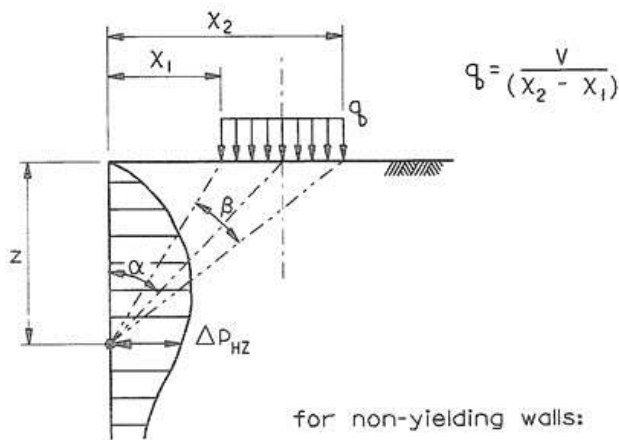


ΤΑΣΕΙΣ ΕΔΑΦΟΥΣ ΛΟΓΩ ΕΞΩΤΕΡΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ (ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΟΥ)

INPUT

ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

Υψος τοίχου	H=	10,00	m
	X1=	5,00	m
	X2=	6,00	m
	q=	1000,00	kN
	Qstr =	1000,00	kN/m <sup>2</sup>
	Po=	500,00	kN
	ΔPeq=	0,00	kN



$$q_b = \frac{v}{(x_2 - x_1)}$$

for non-yielding walls:

$$\Delta P_{HZ} = \frac{2q_b}{\pi} (\beta - \sin \beta \cos 2\alpha)$$

for yielding walls,  
(walls at failure):

$$\Delta P_{HZ} = \frac{q_b}{\pi} (\beta - \sin \beta \cos 2\alpha)$$

$\beta$  in radians

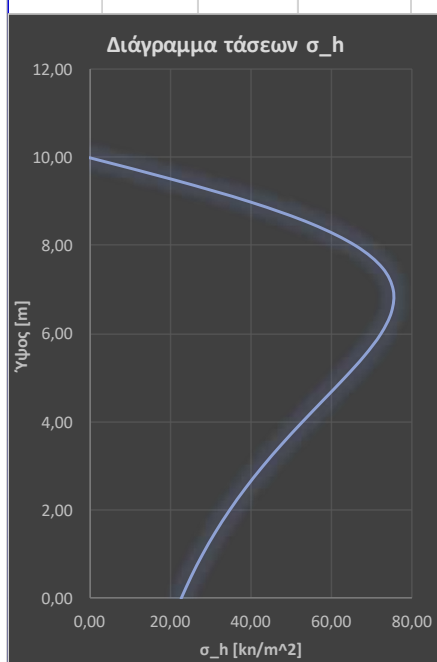
$$\beta = \tan^{-1} \left( \frac{X_2}{z} \right) - \tan^{-1} \left( \frac{X_1}{z} \right)$$

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{X_2 + X_1}{2z} \right)$$

Συνολική φόρτιση με ωθήσεις γαιών επιβολή σεισμού και εξωτερικό φορτίο για άκαμπτο τοίχο.

$$P'_o = P_Q + P_o \rightarrow 994,96 \text{ kN}$$

Υπολογιστικό τμήμα ωθήσεων (λόγω εξωτερικού φορτίου)							
OUTPUT							
z (m)	H	atan(X2/2)	atan(X1/2)	atan(X2+X1/2Z)	$\beta$ (deg)	$\alpha$ (deg)	$\sigma_z$ (kN/m <sup>2</sup> )
0,00	10,00	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00
0,50	9,50	1,488	1,471	11,0	0,017	1,480	20,87
1,00	9,00	1,406	1,373	5,5	0,032	1,391	39,74
1,50	8,50	1,326	1,279	3,7	0,046	1,305	55,07
2,00	8,00	1,249	1,190	2,8	0,059	1,222	66,06
2,50	7,50	1,176	1,107	2,2	0,069	1,144	72,64
3,00	7,00	1,107	1,030	1,8	0,077	1,071	75,31
3,50	6,50	1,043	0,960	1,6	0,083	1,004	74,88
4,00	6,00	0,983	0,896	1,4	0,087	0,942	72,21
4,50	5,50	0,927	0,838	1,2	0,089	0,885	68,10
5,00	5,00	0,876	0,785	1,1	0,091	0,833	63,19
5,50	4,50	0,829	0,738	1,0	0,091	0,785	57,95
6,00	4,00	0,785	0,695	0,9	0,091	0,742	52,71
6,50	3,50	0,745	0,656	0,8	0,090	0,702	47,68
7,00	3,00	0,709	0,620	0,8	0,088	0,666	42,97
7,50	2,50	0,675	0,588	0,7	0,087	0,633	38,64
8,00	2,00	0,644	0,559	0,7	0,085	0,602	34,72
8,50	1,50	0,615	0,532	0,6	0,083	0,574	31,19
9,00	1,00	0,588	0,507	0,6	0,081	0,549	28,04
9,50	0,50	0,563	0,484	0,6	0,079	0,525	25,23
10,00	0,00	0,540	0,464	0,6	0,077	0,503	22,73
10,50	-0,50	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00
11,00	-1,00	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00
11,50	-1,50	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00
12,00	-2,00	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00
12,50	-2,50	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00
13,00	-3,00	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00
13,50	-3,50	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00
14,00	-4,00	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00
14,50	-4,50	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00
15,00	-5,00	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00

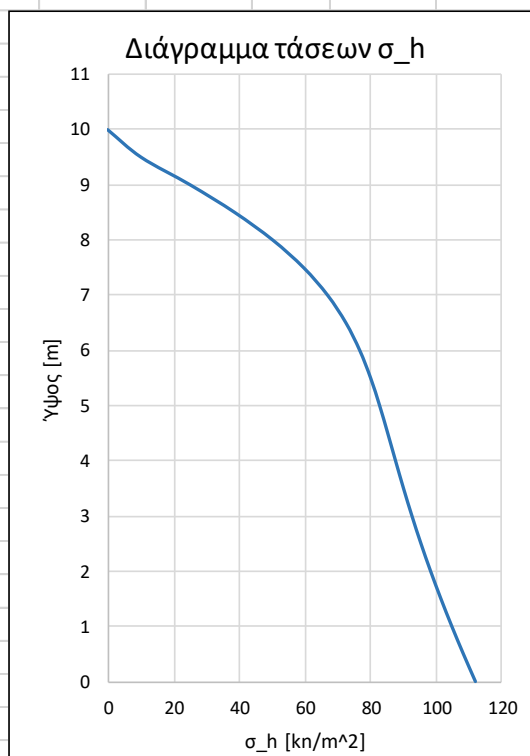


Το Pq είναι το εμβαδόν του διαγράμματος των τάσεων

Pq **494,96** kN/m

Υπολογιστικό τμήμα ωθήσεων (λόγω εξωτερικού φορτίου)

10	0	0	0
9,5	5,217602	5	10,2176
9	15,15281	10	25,15281
8,5	23,70313	15	38,70313
8	30,28212	20	50,28212
7,5	34,67317	25	59,67317
7	36,98629	30	66,98629
6,5	37,54664	35	72,54664
6	36,77222	40	76,77222
5,5	35,07871	45	80,07871
5	32,824	50	82,824
4,5	30,28668	55	85,28668
4	27,66687	60	87,66687
3,5	25,09794	65	90,09794
3	22,66169	70	92,66169
2,5	20,40271	75	95,40271
2	18,34025	80	98,34025
1,5	16,47714	85	101,4771
1	14,80629	90	104,8063
0,5	13,31505	95	108,315
0	11,98813	100	111,9881

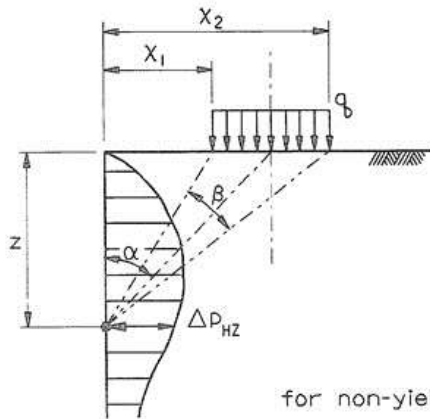


ΤΑΣΕΙΣ ΕΔΑΦΟΥΣ ΛΟΓΩ ΕΞΩΤΕΡΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ (ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΟΥ)

INPUT

ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

Υψος τοίχου	H=	10,00	m
	X1=	5,00	m
	X2=	6,00	m
	q=	1000,00	kN
	Qstr =	1000,00	kN/m <sup>2</sup>
	Po=	500,00	kN
	ΔPeq=	480,00	kN
	$P_{OE} = P_o + \Delta P_{eq} \rightarrow$	980,00	kN



$$q = \frac{v}{(x_2 - x_1)}$$

for non-yielding walls:

$$\Delta P_{HZ} = \frac{2q}{\pi} (\beta - \sin \beta \cos 2\alpha)$$

for yielding walls,  
(walls at failure):

$$\Delta P_{HZ} = \frac{q}{\pi} (\beta - \sin \beta \cos 2\alpha)$$

$\beta$  in radians

$$\beta = \tan^{-1} \left( \frac{X_2}{z} \right) - \tan^{-1} \left( \frac{X_1}{z} \right)$$

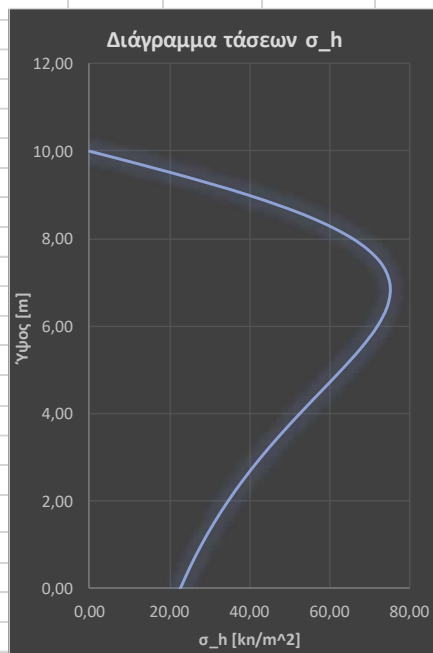
$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{X_2 + X_1}{2z} \right)$$

Συνολική φόρτιση με ωθήσεις γαιών επιβολή σεισμού και εξωτερικό φορτίο για άκαμπτο τοίχο.

$$P'_{OE} = P_Q + P_o + \Delta P_{eq} \rightarrow \mathbf{1474,96 \text{ kN}}$$



Υπολογιστικό τμήμα ωθήσεων (λόγω εξωτερικού φορτίου)							
OUTPUT							
z (m)	H	atan(X2/2)	atan(X1/2)	atan(X2+X1/2Z)	β (deg)	α (deg)	σ <sub>z</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
0,00	10,00	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00
0,50	9,50	1,488	1,471	11,0	0,017	1,480	20,87
1,00	9,00	1,406	1,373	5,5	0,032	1,391	39,74
1,50	8,50	1,326	1,279	3,7	0,046	1,305	55,07
2,00	8,00	1,249	1,190	2,8	0,059	1,222	66,06
2,50	7,50	1,176	1,107	2,2	0,069	1,144	72,64
3,00	7,00	1,107	1,030	1,8	0,077	1,071	75,31
3,50	6,50	1,043	0,960	1,6	0,083	1,004	74,88
4,00	6,00	0,983	0,896	1,4	0,087	0,942	72,21
4,50	5,50	0,927	0,838	1,2	0,089	0,885	68,10
5,00	5,00	0,876	0,785	1,1	0,091	0,833	63,19
5,50	4,50	0,829	0,738	1,0	0,091	0,785	57,95
6,00	4,00	0,785	0,695	0,9	0,091	0,742	52,71
6,50	3,50	0,745	0,656	0,8	0,090	0,702	47,68
7,00	3,00	0,709	0,620	0,8	0,088	0,666	42,97
7,50	2,50	0,675	0,588	0,7	0,087	0,633	38,64
8,00	2,00	0,644	0,559	0,7	0,085	0,602	34,72
8,50	1,50	0,615	0,532	0,6	0,083	0,574	31,19
9,00	1,00	0,588	0,507	0,6	0,081	0,549	28,04
9,50	0,50	0,563	0,484	0,6	0,079	0,525	25,23
10,00	0,00	0,540	0,464	0,6	0,077	0,503	22,73
10,50	-0,50	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00
11,00	-1,00	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00
11,50	-1,50	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00
12,00	-2,00	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00
12,50	-2,50	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00
13,00	-3,00	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00
13,50	-3,50	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00
14,00	-4,00	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00
14,50	-4,50	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00
15,00	-5,00	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	0,00

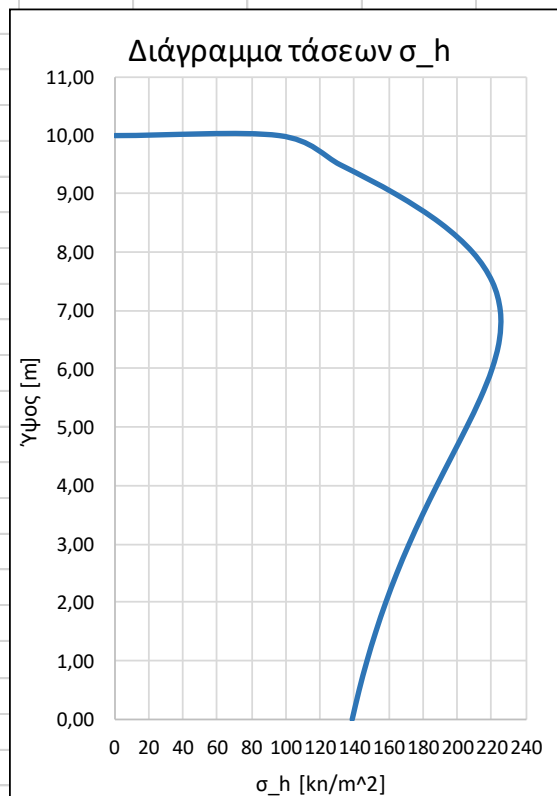


Το P<sub>Q</sub> είναι το εμβαδόν του διαγράμματος των τάσεων

P<sub>Q</sub> **494,96** kN/m

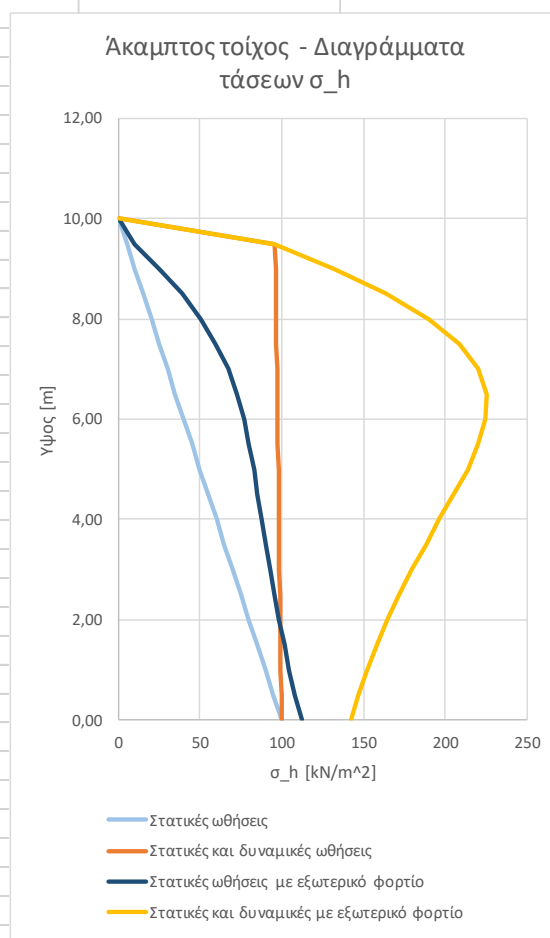
Υπολογιστικό τμήμα ωθήσεων (λόγω εξωτερικού φορτίου)

10,00			0
10,00	0,00	96	96,000
9,50	35,48	96,2	131,680
9,00	67,56	96,4	163,959
8,50	93,62	96,6	190,222
8,00	112,30	96,8	209,097
7,50	123,48	97	220,481
7,00	128,03	97,2	225,226
6,50	127,29	97,4	224,691
6,00	122,76	97,6	220,360
5,50	115,78	97,8	213,576
5,00	107,43	98	205,428
4,50	98,52	98,2	196,722
4,00	89,61	98,4	188,013
3,50	81,05	98,6	179,653
3,00	73,05	98,8	171,846
2,50	65,69	99	164,692
2,00	59,02	99,2	158,222
1,50	53,02	99,4	152,423
1,00	47,66	99,6	147,260
0,50	42,88	99,8	142,683
0,00	38,64	100	138,637



ΑΚΑΜΠΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΗ ΩΘΗΣΕΩΝ

Υψος	Στατικές ωθήσεις	Στατικές και δυναμικές ωθήσεις	Στατικές ωθήσεις με εξωτερικό φορτίο	Στατικές και δυναμικές με εξωτερικό φορτίο
10,00	0	0	0	0
10,00	0	96	10	96
9,50	5	96	25	132
9,00	10	96	39	164
8,50	15	97	50	190
8,00	20	97	60	209
7,50	25	97	67	220
7,00	30	97	73	225
6,50	35	97	77	225
6,00	40	98	80	220
5,50	45	98	83	214
5,00	50	98	85	205
4,50	55	98	88	197
4,00	60	98	90	188
3,50	65	99	93	180
3,00	70	99	95	172
2,50	75	99	98	165
2,00	80	99	101	158
1,50	85	99	105	152
1,00	90	100	108	147
0,50	95	100	112	143
0,00	100	100	0	139



## 2. Παρουσίαση υπολογισμών (ΕΥΚΑΜΠΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ)

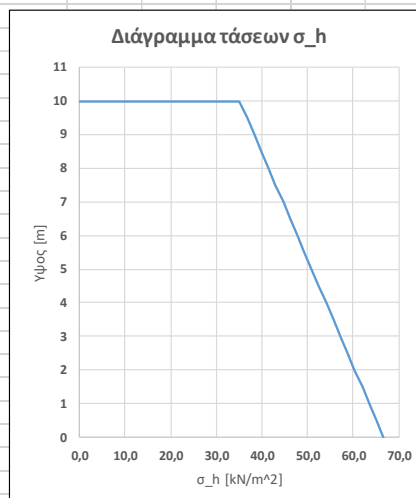
ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ			
INPUT			
ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ			
Υψος τοίχου	H=	10,00	m
Πάχος κορμού	d=	0,50	m
Μήκος δάκτυλου	Lδ=	0,50	m
Μήκος φτέρνας	Lφ=	1,00	m
Υψος δάκτυλου	hδ=	0,50	m
Υψος φτέρνας	hφ=	0,50	m
ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΕΔΑΦΟΥΣ			
Ειδικό βάρος εδάφους	γ=	20,00	kn/m <sup>3</sup>
Γωνία εσωτερικής τριβής	φ=	30,00	deg
Συντελεστής συνεκτ. Εδάφους	c=	0,00	kn/m <sup>2</sup>
Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και επίχωσης	δ=	0,00	deg
Υπολογιστικό τμήμα στατικών ωθήσεων (Μέθοδος Coulomb)			
OUTPUT			
$K_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \rightarrow$	Συντελεστής ενεργού ώθησης του εδάφους	ka=	0,333
$\sigma_o = \gamma * z \rightarrow$	Κατακόρυφες θλιπτικές τάσεις	σο=	200,000 kn/m <sup>2</sup>
$\sigma_{h,a} = \sigma'_o * K_a - 2 * c' * \sqrt{K_a} \rightarrow$	Οριζόντιες τάσεις (ωθήσεις γαιών ενεργητικές)	sh=	66,667 kn/m <sup>2</sup>
[για c' = 0] $P_a = \frac{1}{2} * \sigma_{h,a} * h \rightarrow$	Συνολική δύναμη (ωθήσεις γαιών ενεργητικές)	Pa=	333,333 kn

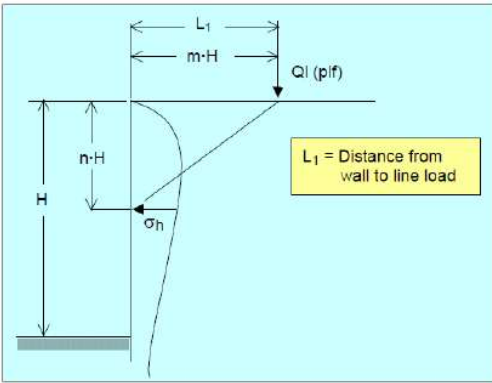
0	0	0,00	10
0,5	10	3,33	9,5
1	20	6,67	9
1,5	30	10,00	8,5
2	40	13,33	8
2,5	50	16,67	7,5
3	60	20,00	7
3,5	70	23,33	6,5
4	80	26,67	6
4,5	90	30,00	5,5
5	100	33,33	5
5,5	110	36,67	4,5
6	120	40,00	4
6,5	130	43,33	3,5
7	140	46,67	3
7,5	150	50,00	2,5
8	160	53,33	2
8,5	170	56,67	1,5
9	180	60,00	1
9,5	190	63,33	0,5
10	200	66,67	0

Διάγραμμα τάσεων  $\sigma_h$

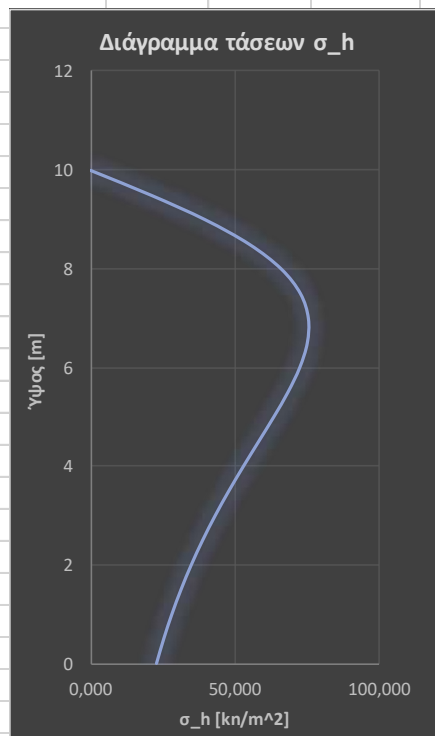
ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΥΝΑΜΙΚΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ			
INPUT			
ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ			
Υψος τοίχου	H=	10,00	m
Πάχος κορμού	d=	0,50	m
Μήκος δάκτυλου	Lδ=	0,50	m
Μήκος φτέρνας	Lφ=	1,00	m
Υψος δάκτυλου	hδ=	0,50	m
Υψος φτέρνας	hφ=	0,50	m
ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΕΔΑΦΟΥΣ			
Ειδικό βάρος εδάφους	γ=	20,00	kn/m <sup>3</sup>
Γωνία εσωτερικής τριβής	φ=	30,00	deg
Συντελεστής συνεκτ. Εδάφους	c=	0,00	kn/m <sup>2</sup>
Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και επίωσης	δ=	0,00	deg
Γωνία κλίσης της πίσω επιφάνειας του τοίχου	ψ=	90,00	deg
Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής	kh=	0,24	g
Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής	kv=	0,00	g
Υπολογιστικό τμήμα δυναμικών ωθήσεων (Μέθοδος Mononobe – Okabe)			
OUTPUT			
$\psi_e = \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) \rightarrow$	Γωνία εφαρμογής της συνισταμένης δύναμης	Ψe=	13,496
$\cos^2(\varphi - \theta - \psi_e) \rightarrow$	Βοηθητικός παράγοντας	a1=	0,959
$\cos\psi_e * \cos^2\theta * \cos(\delta + \theta + \psi_e) \rightarrow$	Βοηθητικός παράγοντας	a2=	0,946
$1 + \frac{\sin(\delta + \varphi) * \sin(\varphi - \beta - \psi_e)}{\cos(\delta + \theta + \psi_e) * \cos(\beta - \theta)}$	Βοηθητικός παράγοντας	a3=	1,382
$K_{AE} = \frac{a1}{a2 * a3} \rightarrow$	Συντελεστής ενεργού ώθησης του εδάφους	<b>Kae=</b>	<b>0,509</b>
$K_{AE} * (1 - k_v) - k_h \rightarrow$	Συντελεστής δυναμικής ενεργού ώθησης του εδάφους	ΔKae=	0,176
$\sigma_h = \Delta K_{AE} * \gamma * H \rightarrow$	Οριζόντιες τάσεις (δυναμικών ωθήσεων - ενεργητικές)	σh=	35,114 kn/m <sup>2</sup>
$\Delta P_{AE} = \frac{1}{2} * \Delta K_{AE} * \gamma * H^2 * \cos\delta \rightarrow$	Δύναμη (δυναμικών ωθήσεων)	ΔPae=	175,569 kn
$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE} \rightarrow$	Συνολική δύναμη (δυναμικών και στατικών ωθήσεων)	Ptot=	508,902 kn

				0,00	10
0	0	0,00	35,114	35,11	10
0,5	10	3,33	33,358	36,69	9,5
1	20	6,67	31,602	38,27	9
1,5	30	10,00	29,847	39,85	8,5
2	40	13,33	28,091	41,42	8
2,5	50	16,67	26,335	43,00	7,5
3	60	20,00	24,580	44,58	7
3,5	70	23,33	22,824	46,16	6,5
4	80	26,67	21,068	47,73	6
4,5	90	30,00	19,313	49,31	5,5
5	100	33,33	17,557	50,89	5
5,5	110	36,67	15,801	52,47	4,5
6	120	40,00	14,046	54,05	4
6,5	130	43,33	12,290	55,62	3,5
7	140	46,67	10,534	57,20	3
7,5	150	50,00	8,778	58,78	2,5
8	160	53,33	7,023	60,36	2
8,5	170	56,67	5,267	61,93	1,5
9	180	60,00	3,511	63,51	1
9,5	190	63,33	1,756	65,09	0,5
10	200	66,67	0,000	66,67	0



ΤΑΣΕΙΣ ΕΔΑΦΟΥΣ ΛΟΓΩ ΕΞΩΤΕΡΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ (ΓΡΑΜΜΙΚΟΥ)			
INPUT			
ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ			
Υψος τοίχου	H=	10,00	m
Πάχος κορμού	d=	0,50	m
Δυναμικές Ωθήσεις	ΡΑΕ	508,00	kn
ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΕΞΩΤΕΡΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ			
Εξωτερικό φορτίο	Q=	1000,00	kn
Απόσταση εξωτερικού	L=	5,50	m
Κατάταξη $n < 0,4$ m	m=	0,55	
Υπολογιστικό τμήμα ωθήσεων (λόγω εξωτερικού φορτίου)			
OUTPUT			
Διαδικασία υπολογισμού n			Υπολογισμός m (m=L/H) 0,55
α/α	Z [m]	n	 <p>Επιλογή εξίσωσης ανάλογα την κατάταξη του m (γίνεται αυτόματα).</p> <p>Για <math>m \leq 0,4</math></p> $\sigma_h = \frac{Q}{H} * \frac{0.203 * n}{(0.16 + n^2)^2}$ <p>Για <math>m &gt; 0,4</math></p> $\sigma_h = 1.28 * \frac{Q}{H} * \frac{m^2 * n}{(m^2 + n^2)^2}$
1	0,00	0,000	
2	0,50	0,050	
3	1,00	0,100	
4	1,50	0,150	
5	2,00	0,200	
6	2,50	0,250	
7	3,00	0,300	
8	3,50	0,350	
9	4,00	0,400	
10	4,50	0,450	
11	5,00	0,500	
12	5,50	0,550	
13	6,00	0,600	
14	6,50	0,650	
15	7,00	0,700	
16	7,50	0,750	
17	8,00	0,800	
18	8,50	0,850	
19	9,00	0,900	
20	9,50	0,950	
21	10,00	1,000	
22	10,50	1,050	
23	11,00	1,100	
24	11,50	1,150	
25	12,00	1,200	

OUTPUT						
αα/	a0	a1	a2	a3	a4	a5
	H	Q/H 1,28*(Q/H)	0,203*n m^2*n	(0,16+n^2)^2 (m^2+n^2)^2	a2/a3	σ_h
1	10,0	128	0,000	0,09151	0,000	0,000
2	9,5	128	0,015	0,09303	0,163	20,812
3	9,0	128	0,030	0,09766	0,310	39,649
4	8,5	128	0,045	0,10563	0,430	54,987
5	8,0	128	0,061	0,11731	0,516	66,015
6	7,5	128	0,076	0,13323	0,568	72,659
7	7,0	128	0,091	0,15406	0,589	75,401
8	6,5	128	0,106	0,18063	0,586	75,028
9	6,0	128	0,121	0,21391	0,566	72,406
10	5,5	128	0,136	0,25503	0,534	68,323
11	5,0	128	0,151	0,30526	0,495	63,422
12	4,5	128	0,166	0,36603	0,455	58,182
13	4,0	128	0,182	0,43891	0,414	52,932
14	3,5	128	0,197	0,52563	0,374	47,882
15	3,0	128	0,212	0,62806	0,337	43,155
16	2,5	128	0,227	0,74823	0,303	38,812
17	2,0	128	0,242	0,88831	0,272	34,871
18	1,5	128	0,257	1,05063	0,245	31,326
19	1,0	128	0,272	1,23766	0,220	28,156
20	0,5	128	0,287	1,45203	0,198	25,333
21	0,0	128	0,303	1,69651	0,178	22,823
22	-0,5	128	0,318	1,97403	0,161	0,000
23	-1,0	128	0,333	2,28766	0,145	0,000
24	-1,5	128	0,348	2,64063	0,132	0,000
25	-2,0	128	0,363	3,03631	0,120	0,000

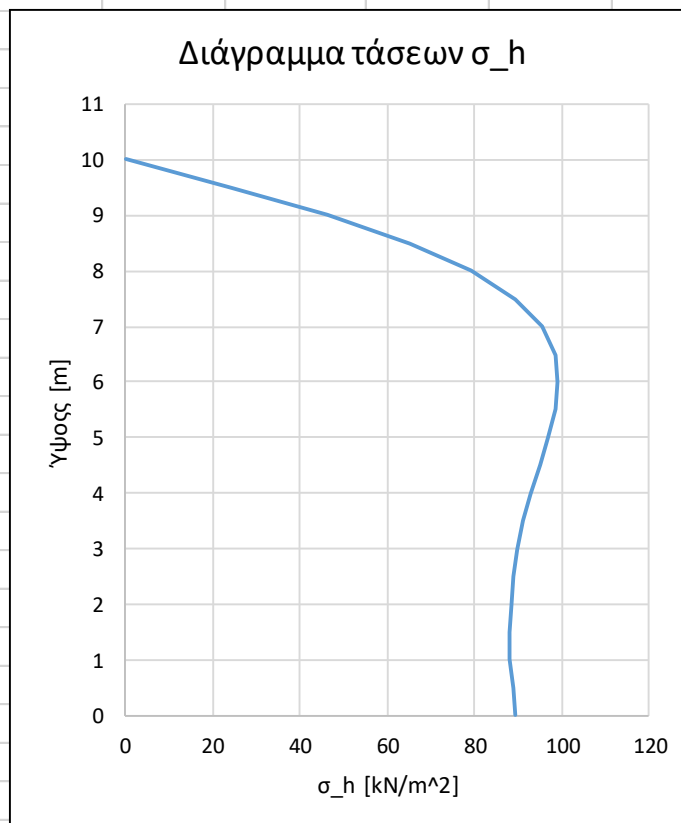


Το P<sub>Q</sub> είναι το εμβαδόν του διαγράμματος των τάσεων

P<sub>Q</sub> **490,38** kN/m

$$P'_{AE} = P_Q + P_{AE} \rightarrow \mathbf{998,38 \text{ kn}}$$

	FORTIO	STATIKA		
10,0	0,000	0,00	0,00	10,000
9,5	20,812	3,33	24,14	9,500
9,0	39,649	6,67	46,32	9,000
8,5	54,987	10,00	64,99	8,500
8,0	66,015	13,33	79,35	8,000
7,5	72,659	16,67	89,33	7,500
7,0	75,401	20,00	95,40	7,000
6,5	75,028	23,33	98,36	6,500
6,0	72,406	26,67	99,07	6,000
5,5	68,323	30,00	98,32	5,500
5,0	63,422	33,33	96,76	5,000
4,5	58,182	36,67	94,85	4,500
4,0	52,932	40,00	92,93	4,000
3,5	47,882	43,33	91,22	3,500
3,0	43,155	46,67	89,82	3,000
2,5	38,812	50,00	88,81	2,500
2,0	34,871	53,33	88,20	2,000
1,5	31,326	56,67	87,99	1,500
1,0	28,156	60,00	88,16	1,000
0,5	25,333	63,33	88,67	0,500
0,0	22,823	66,67	89,49	0,000





**ΤΑΣΕΙΣ ΕΔΑΦΟΥΣ ΛΟΓΩ ΕΞΩΤΕΡΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ (ΓΡΑΜΜΙΚΟΥ)**

**INPUT**

**ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ**

Ύψος τοίχου H= 10,00 m

Πάχος κορμού d= 0,50 m

**Δυναμικές Ωθήσεις** ΡΑΕ 508,00 kn

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΕΞΩΤΕΡΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ**

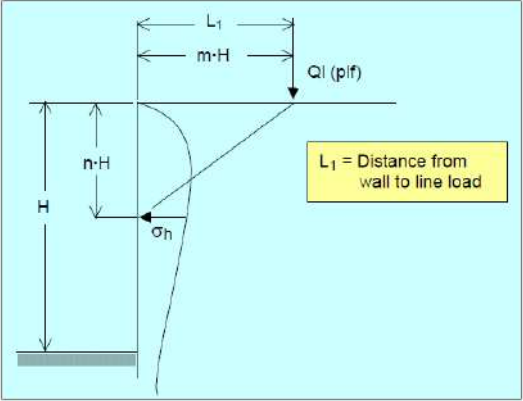
Εξωτερικό φορτίο Q= 1000,00 kn

Απόσταση εξωτερικού L= 5,50 m

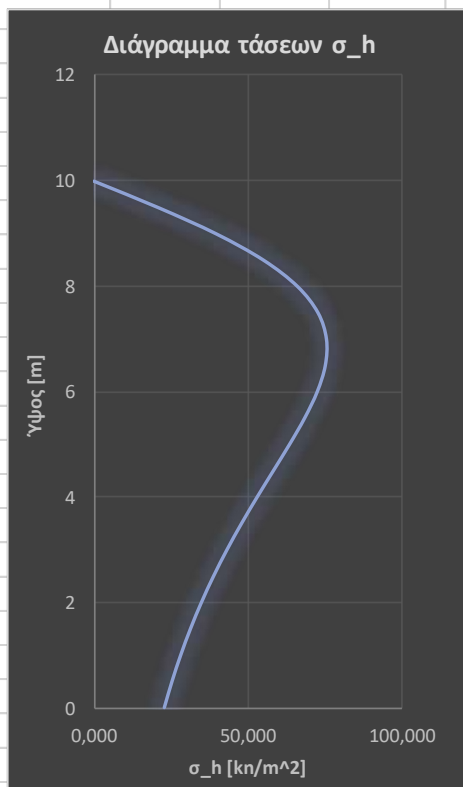
**Κατάταξη >/< 0,4 m m= 0,55**

**Υπολογιστικό τμήμα ωθήσεων (λόγω εξωτερικού φορτίου)**

**OUTPUT**

Διαδικασία υπολογισμού n			Υπολογισμός m (m=L/H) 0,55
α/α	Z [m]	n	 <p>Επιλογή εξίσωσης ανάλογα την κατάταξη του m (γίνεται αυτόματα). Για m&lt;=0,4</p> $\sigma_h = \frac{Q}{H} * \frac{0.203 * n}{(0.16 + n^2)^2}$ <p>Για m&gt;0,4</p> $\sigma_h = 1.28 * \frac{Q}{H} * \frac{m^2 * n}{(m^2 + n^2)^2}$
1	0,00	0,000	
2	0,50	0,050	
3	1,00	0,100	
4	1,50	0,150	
5	2,00	0,200	
6	2,50	0,250	
7	3,00	0,300	
8	3,50	0,350	
9	4,00	0,400	
10	4,50	0,450	
11	5,00	0,500	
12	5,50	0,550	
13	6,00	0,600	
14	6,50	0,650	
15	7,00	0,700	
16	7,50	0,750	
17	8,00	0,800	
18	8,50	0,850	
19	9,00	0,900	
20	9,50	0,950	
21	10,00	1,000	
22	10,50	1,050	
23	11,00	1,100	
24	11,50	1,150	
25	12,00	1,200	

OUTPUT						
αα/	a0	a1	a2	a3	a4	a5
	H	Q/H 1,28*(Q/H)	0,203*n m^2*n	(0,16+n^2)^2 (m^2+n^2)^2	a2/a3	σ_h
1	10,0	128	0,000	0,09151	0,000	0,000
2	9,5	128	0,015	0,09303	0,163	20,812
3	9,0	128	0,030	0,09766	0,310	39,649
4	8,5	128	0,045	0,10563	0,430	54,987
5	8,0	128	0,061	0,11731	0,516	66,015
6	7,5	128	0,076	0,13323	0,568	72,659
7	7,0	128	0,091	0,15406	0,589	75,401
8	6,5	128	0,106	0,18063	0,586	75,028
9	6,0	128	0,121	0,21391	0,566	72,406
10	5,5	128	0,136	0,25503	0,534	68,323
11	5,0	128	0,151	0,30526	0,495	63,422
12	4,5	128	0,166	0,36603	0,455	58,182
13	4,0	128	0,182	0,43891	0,414	52,932
14	3,5	128	0,197	0,52563	0,374	47,882
15	3,0	128	0,212	0,62806	0,337	43,155
16	2,5	128	0,227	0,74823	0,303	38,812
17	2,0	128	0,242	0,88831	0,272	34,871
18	1,5	128	0,257	1,05063	0,245	31,326
19	1,0	128	0,272	1,23766	0,220	28,156
20	0,5	128	0,287	1,45203	0,198	25,333
21	0,0	128	0,303	1,69651	0,178	22,823
22	-0,5	128	0,318	1,97403	0,161	0,000
23	-1,0	128	0,333	2,28766	0,145	0,000
24	-1,5	128	0,348	2,64063	0,132	0,000
25	-2,0	128	0,363	3,03631	0,120	0,000

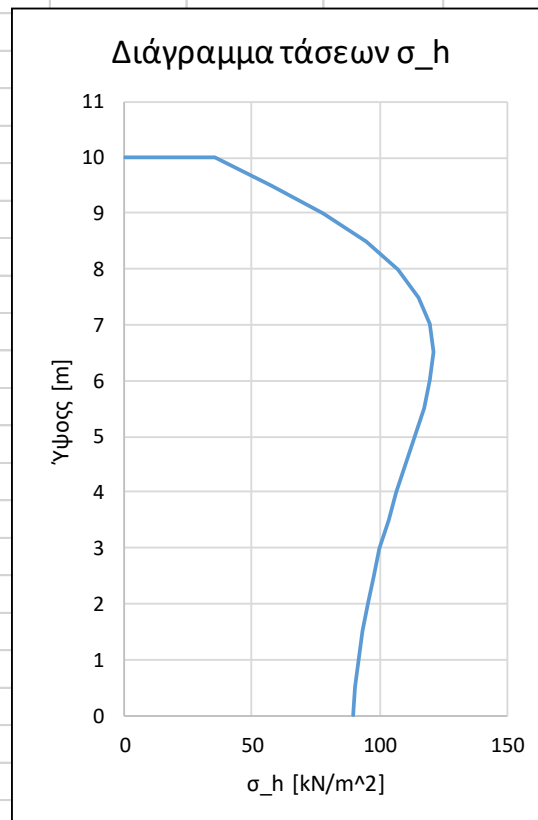


Το  $P_Q$  είναι το εμβαδόν του διαγράμματος των τάσεων

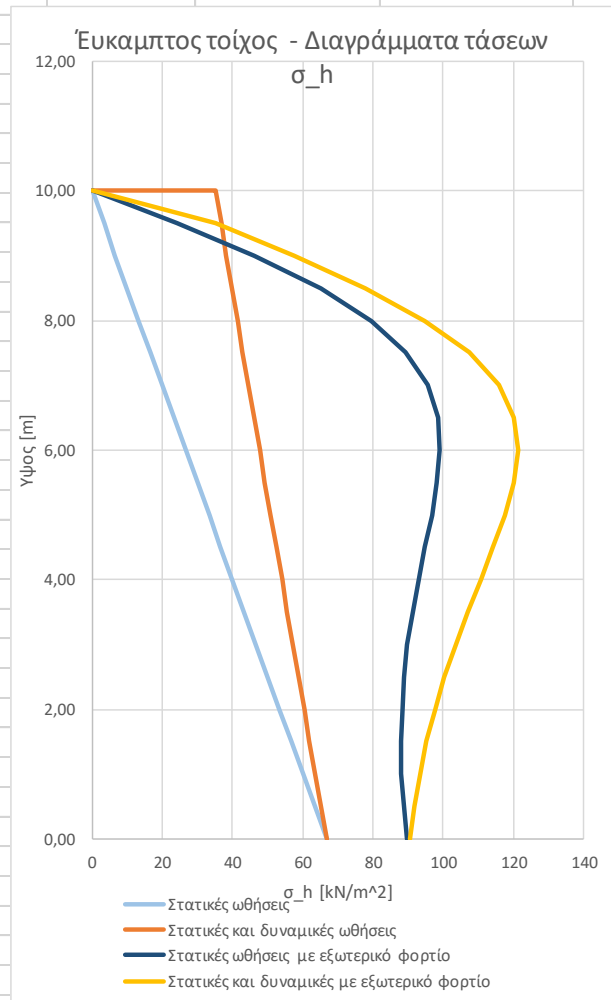
$P_Q$      **490,38**     kN/m

$$P'_{AE} = P_Q + P_{AE} \rightarrow \mathbf{998,38 \text{ kn}}$$

	FORTIO	STATIKA	ΔΥΝΑΜΙΚΟ	0	10
10,0	0,000	0,00	35,11	35,11	10,000
9,5	20,812	3,33	33,36	57,50	9,500
9,0	39,649	6,67	31,60	77,92	9,000
8,5	54,987	10,00	29,85	94,83	8,500
8,0	66,015	13,33	28,09	107,44	8,000
7,5	72,659	16,67	26,34	115,66	7,500
7,0	75,401	20,00	24,58	119,98	7,000
6,5	75,028	23,33	22,82	121,19	6,500
6,0	72,406	26,67	21,07	120,14	6,000
5,5	68,323	30,00	19,31	117,64	5,500
5,0	63,422	33,33	17,56	114,31	5,000
4,5	58,182	36,67	15,80	110,65	4,500
4,0	52,932	40,00	14,05	106,98	4,000
3,5	47,882	43,33	12,29	103,51	3,500
3,0	43,155	46,67	10,53	100,36	3,000
2,5	38,812	50,00	8,78	97,59	2,500
2,0	34,871	53,33	7,02	95,23	2,000
1,5	31,326	56,67	5,27	93,26	1,500
1,0	28,156	60,00	3,51	91,67	1,000
0,5	25,333	63,33	1,76	90,42	0,500
0,0	22,823	66,67	0,00	89,49	0,000



ΕΥΚΑΜΠΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΩΘΗΣΕΩΝ				
Υψος	Στατικές ωθήσεις	Στατικές και δυναμικές ωθήσεις	Στατικές ωθήσεις με εξωτερικό φορτίο	Στατικές και δυναμικές με εξωτερικό φορτίο
10,00	0	0	0	0
10,00	0	35	24	35
9,50	3	37	46	58
9,00	7	38	65	78
8,50	10	40	79	95
8,00	13	41	89	107
7,50	17	43	95	116
7,00	20	45	98	120
6,50	23	46	99	121
6,00	27	48	98	120
5,50	30	49	97	118
5,00	33	51	95	114
4,50	37	52	93	111
4,00	40	54	91	107
3,50	43	56	90	104
3,00	47	57	89	100
2,50	50	59	88	98
2,00	53	60	88	95
1,50	57	62	88	93
1,00	60	64	89	92
0,50	63	65	89	90
0,00	67	67	0	89





## Βιβλιογραφία

### Ξενόγλωσση

- Atkinson J. (2007). The Mechanics of Soils and Foundations. *Routledge Taylor & Francis Group, Second Edition*
- Baban T.M. (2016). Shallow Foundations. Discussions and Problem Solving. *Wiley Blackwell*.
- Brooks H. and Nielsen J.P. (2013). Basics of Retaining Wall Design. A Design Guide for Earth Retaining Structures. *HBAPublications 10<sup>th</sup> Edition*.
- Brooks H. (2010). Basics of Retaining Wall Design. A guide for the practicing engineer. *HBAPublications 8<sup>th</sup> Edition*.
- Bruner R.F., Coyle H.M. and Bartoskewitz R.E. (1983). Cantilever Retaining Wall Design. *Texas Transportation Institute, Research Report No 236-2F*.
- Clayton S. (2014). Lateral Earth Pressure Problems involved with Cantilever Retaining Structures and Stability of those Structures. *University of Southern Queensland, Bachelor of Engineering*.
- Das B.M. and Sivakugan N. (2017). Principles of Foundation Engineering. *Cengage, Ninth Edition*.
- Das B.M. (2009). Shallow Foundations. Bearing Capacity and Settlement. *Crc Press, second edition*.
- Das B.M. (2007). Principles of Foundation Engineering. *Thomson, sixth edition*.
- Day R.W. (2006). Foundation Engineering Handbook. *The McGraw-Hill Companies*.
- Dogu D. (2019). Static Analysis of Masonry Arched and Buttressed Retaining Walls. Technical University of Catalonia, Master's Thesis.
- Elms D.G., Richards R. (1979). Seismic Design of Gravity Retaining Walls. *Bulletin of the New Zeland National Society for Earthquake Engineering, Vol. 12, No3*.
- Fontanese M.M. (2010). A Stability Analysis of the Retaining Walls of Machu Picchu. *University of Pittsburgh, Thesis*.

- Green R.A. and Ebeling R.M. (2002). Seismic Analysis of Cantilever Retaining Walls, Phase I. *U.S. Army Corps of Engineers, Engineer Research and Development Center, Earthquake Engineering Research Program.*
- Harmandar S. (2006). Comparison of Analysis Methods of Embedded Retaining Walls. *Middle East Technical University, Thesis.*
- Jergling D. and Oberg Mikael (2016). Stabilizing Loose Soil on a Mountainous Hillside. A Solution to Soil Stability Problems Near Roads. *Lulea University of Technology, Master Thesis.*
- Kramer S.L. (1996). Geotechnical Earthquake Engineering. *Prentice-Hall International Series in Civil Engineering Mechanics.*
- Mikola R.G. (2012). Seismic Earth Pressures on Retaining Structures and Basement Walls in Cohesionless Soils. *University of Callifornia, Berkeley, Thesis.*
- Papazafeiropoulos G., Tsompanakis Y. and Psarropoulos P.N. (2008). Open Issues in Retaining Wall-Soil-Structure Dynamic Interaction, Greece. *Civil-Comp Press, Proceedings of the Ninth International Conference on Computational Structures Technology.*
- Papazafeiropoulos G., Psarropoulos P.N., Tsompanakis Y. (2011). Effects of retaining walls on the dynamic response of retained structures, Belgium. *Proceedings of the 8th International Conference on Structural Dynamics, EURODYN 2011*
- Papazafeiropoulos G., Psarropoulos P.N., Tsompanakis Y. (2011). Kinematic interaction between retaining walls and retained footings under dynamic loading, Greece. *15th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.*
- Papazafeiropoulos G., Psarropoulos P.N., Tsompanakis Y. (2009). Retaining wall-soil-structure interaction effects due to seismic excitation, Egypt. *Earthquake Geotechnical Engineering Satellite Conference, XVIIth International Conference on Soil Mechanics & Geotechnical Engineering.*
- Petersson Mattias (2012). In depth study of lateral earth pressure. A comparison between hand calculations and PLAXIS, Sweden. *Chalmers, Civil and Enviromental Engineering, Master's Thesis 2012:69.*

- Psarropoulos P.N., Klonaris G, Gazetas G (2005). Seismic earth pressures on rigid and flexible retaining walls, Greece. *Elsevier, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 25*.
- Psarropoulos P.N., Papazafeiropoulos G., Tsompanakis Y. (2009). Dynamic interaction of retaining walls with retained soil and structures. *ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*.
- Psarropoulos P.N., Papazafeiropoulos G., Tsompanakis Y. (2011). Dynamic soil- structure interaction issues in the seismic design of retaining walls and bridge abutments. *3rd ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*.
- Psarropoulos P.N., Papazafeiropoulos G., Tsompanakis Y. (2011). Issues on the dynamic response of retaining structures. *ERTC-12 Workshop on evaluation of EC8, XV European Conference on Soil Mechanics & Geotechnical Engineering*.
- Torrabadella A.G. (2013). Numerical analysis of cantilever and anchored sheet pile walls at failure and comparison with classical methods. *Escola de Camins, UPC Barchelona Tech, Master Thesis*
- Tsompanakis Y., Psarropoulos P.N., Avrana V and Zania V. (2006). Dynamic interaction between retaining walls and retained structures or geostructures, Switzerland. *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology Paper Number: 1112*.
- Tsompanakis Y., Psarropoulos P.N., (2007). Issues relates to the dynamic interaction of retaining walls and retained soil and structures. *ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*.
- Weight L.D. (2008). Analysis of Stacked Retaining Walls. *University of Nevada, Thesis*
- Wisconsin Department of Transportation (2020). Retaining Walls. *WisDOT Bridge Manual*.
- Zeevaert L. (1983). Foundation Engineering for difficult subsoil conditions. *Van Nostrand Reinhold Company, second edition*.

## **Ελληνική**

- Αβρανά Β.Σ., (2006). Μελέτη Δυναμικής Αλληλεπίδρασης Τοίχων Αντιστήριξης-Εδάφους-Κατασκευής. *Πολυτεχνείο Κρήτης, Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία*.



- Αλεξίου Α. (2019). Μέθοδοι Ευστάθειας Πρανών και τοίχων αντιστήριξης-Παραδείγματα προσομοιώσεων με τοίχους αντιστήριξης. *Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία.*
- Αναγνωστόπουλος Α., Καββαδάς Μ. και Παπαδόπουλος Β. (2009). Σημειώσεις για τον Ευρωκώδικα 7 (EN 1997). *Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος.*
- Ανυφαντάκη Α. και Λεάνδρου Χ. (2014). Σεισμική Απόκριση Τοίχων Αντιστήριξης: Βαρύτητας και Ανεστραμμένου Τ. *Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Διπλωματική Εργασία.*
- Βγενοπούλου Ε. Δρ. (2015). Πρόταση Τροποποίησης Διατάξεων ΕΑΚ για Ανάλυση και Σχεδιασμό Κατασκευών Αντιστήριξης. *Υπόεργο 10 στο πλαίσιο του Προγράμματος «Αρχιμήδης ΙΙΙ» - Ενίσχυση Ερευνητικών Ομάδων στο ΤΕΙ Πάτρας.*
- Γαρίνη Ε., Γκαζέτας Γ. και Αναστασόπουλος Ι.Χ. (2014). Δυναμική Απόκριση Τοίχων Αντιστήριξης Υπό Οριζόντια Σεισμική Διέγερση. *Ελληνικό Τμήμα Αντισεισμικής Μηχανικής/Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος, 7ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής Μηχανικής, Αθήνα.*
- Γεωργίου Δ. (2017). Σεισμική τρωτότητα αντιστήριξεων και λιμενικών κρηπιδότοιχων και εκτίμηση της δυναμικής καταπόνησής τους μέσω παραμετρικής υπολογιστικής προσομοίωσης με πεπερασμένα στοιχεία και νευρωνικά δίκτυα. *Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Διπλωματική Εργασία.*
- Γκαζέτας Γ., Μπουκοβάλας Γ., Καββαδάς Μ. και Γερόλυμος Ν. (2009). Υπολογιστική Γεωτεχνική. *Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.*
- Γκαζέτας Γ. (2012). Σημειώσεις Εδαφομηχανικής. *Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.*
- Δημούδης Δ. (2016). Διερεύνηση της Σεισμικής Απόκρισης Συστήματος Εδάφους-Κρηπιδότοιχου με Χρήση Ανακυκλωμένων Ελαστικών στη Μάζα του Αντιστηριζόμενου Επιχώματος. *Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία.*
- Κατσιράκης Ε.Κ. (2021). Μελέτη της Σεισμικής Απόκρισης Του Περιμετρικού Τείχους της Ακρόπολης και Διερεύνηση Μέτρων Απομείωσης των Δυναμικών Ωθήσεων. *Πολυτεχνείο Κρήτης, Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία.*

- Κίρτας Ε. και Παναγόπουλος Γ. (2017). Θεμελιώσεις και Αντιστηρίξεις (μελέτη με τους Ευρωκώδικες). *Τεχνολογικό Εκπαιδευτικό Ίδρυμα Κεντρικής Μακεδονίας, Σημειώσεις Θεωρίας*.
- Κίτσος Β.Γ., Βλαχάκης Β.Σ., Αθανασόπουλος Γ.Α. και Αθανασοπούλου-Ζέκκου Α. (2014). Σεισμικές Εδαφικές Ωθήσεις & Αδράνεια Τοίχου σε Ακλόνητες Κατασκευές Αντιστήριξης: Σύγχρονη ή Ασύγχρονη Δράση;. *Ελληνικό Τμήμα Αντισεισμικής Μηχανικής/Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος, 7ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής Μηχανικής, Αθήνα*.
- Κλουκίνας Π.Γ. και Μυλωνάκης Γ.Μ. (2010). Ακριβής Λύση Rankine για Σεισμικές Ωθήσεις σε Τοίχους-Προβόλους μορφής L. *Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας, 6ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής & Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής, Βόλος*.
- Κλουκίνας Π.Γ. (2012). Συμβολή στη Στατική και Δυναμική Ανάλυση Τοίχων Αντιστήριξης Μέσω Θεωρητικών και Πειραματικών Μεθόδων. *Πανεπιστήμιο Πατρών, Διδακτορική Διατριβή*.
- Κουμούσης Β. (1998). Ανάλυση φορέων με πεπερασμένα στοιχεία. *Σημειώσεις Μέρος Α. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο*.
- Κουτσαντωνάκης Χ. (2019). Ανάλυση Δυναμικής Απόκρισης Κατασκευών Αντιστήριξης. *Πανεπιστήμιο Πατρών, Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία*.
- Κουτσαντωνάκης Χ. και Μυλωνάκης Γ. (2019). Ελαστική Κυματική Λύση για τη Σεισμική Απόκριση Εύκαμπτων Τοίχων Αντιστήριξης Ανομοιογενούς Εδάφους. *Ελληνικό Τμήμα Αντισεισμικής Μηχανικής/Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος, 4ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής Τεχνικής Σεισμολογίας, Αθήνα*
- Κώη Μ., Λίβα Β., Σαρρή Μ. (2018). Συγκριτική μελέτη τοίχου αντιστήριξης με τις μεθόδους Rankine και Coulomb Παραμετρική μελέτη. *Τεχνολογικό Εκπαιδευτικό Ίδρυμα Δυτικής Ελλάδας, Διπλωματική Εργασία*.
- Λαγγούσης Μ.Σ. και Μυλωνάκης Γ.Ε. (2006). Ελαστοδυναμική Λύση για Σεισμικές Ωθήσεις σε Τοίχους Βαρύτητας. *Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας, 5ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής & Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής, Ξάνθη*.

- Λιανός Μ. (2016). Αριθμητική Διερεύνηση Σεισμικής Συμπεριφοράς Εύκαμπτων Τοίχων Αντιστήριξης Βάσει Πειραματικών Δεδομένων. *Πανεπιστήμιο Πατρών, Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία.*
- Μανώλης Γ.Δ., Κολιόπουλος Π.Κ., Παναγωγτόπουλος Χ.Γ. (2015). Δυναμική των Κατασκευών. *Σύνδεσμος Ελληνικών Ακαδημαϊκών Βιβλιοθηκών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.*
- Ματσουλιάδης Π. (2019). Αντισεισμικός Έλεγχος Διαφραγματικών Τοίχων με τον EC8. Σύγκριση Αποτελεσμάτων με Αναλύσεις σε Λογισμικό Πεπερασμένων Στοιχείων. *Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, Διπλωματική Εργασία.*
- Μητσοπούλου Μ. και Σαββίδη Ε.. Μελέτη Στοιχείων Αντιστήριξης Με Χρήση Αναλυτικών και Αριθμητικών Προσομοιωμάτων. *Τεχνολογικό Εκπαιδευτικό Ίδρυμα Πειραιά, Διπλωματική Εργασία.*
- Οικονομάκης Μ. (2013). Αλληλεπίδραση εδάφους-θεμελίωσης-κατασκευής και ανελαστική συμπεριφορά πολυώροφων κτιρίων Ο/Σ. *Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία.*
- Παπαζαφειρόπουλος Γ. (2010). Μελέτη της Δυναμικής Αλληλεπίδρασης Κατασκευής-Τοίχου Αντιστήριξης και Αντιστηριζόμενου Εδάφους. *Πολυτεχνείο Κρήτης, Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία.*
- Παπαζαφειρόπουλος Γ., Ψαρρόπουλος Π.Ν., Τσομπανάκης Ι. (2010). Επιρροή Τοίχων Αντιστήριξης στις Συναρτησίες Δυναμικής Εμπέδησης Επιφανειακών Θεμελίων εδραζόμενων στα Ανάντη. *6ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής & Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής, Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας.*
- Παπαζάχος Β. (1989). Εισαγωγή στη Σεισμολογία. *Εκδόσεις Ζήτη.*
- Ποδαρα Π. (2018). Παραμετρική Μελέτη Τοίχου Αντιστήριξης με τη Μέθοδο Monocobbe-Okabe. *Τεχνολογικό Εκπαιδευτικό Ίδρυμα Δυτικής Ελλάδος, Διπλωματική Εργασία.*
- Σούγιας Ι. (2018). Δυναμική Αλληλεπίδραση Τοίχου Αντιστήριξης-Εδάφους-Κατασκευής. *Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Διπλωματική Εργασία.*
- Σταθοπούλου Β. Δ. (2005). Σεισμική Μόνωση Τοίχων Εδαφικής Αντιστήριξης Με Γεωαφρό Διογκωμένης Πολυστερίνης-Παραμετρική Αριθμητική Ανάλυση. *Πανεπιστήμιο Πατρών, Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία.*

- Σταυρουλάκης Γ., Σταυρουλάκη Μ.Ε., Μουράντοβα Α.Δ. (2015). Υπολογιστική Μηχανική. *Σύνδεσμος Ελλήνων Ακαδημαϊκών Βιβλιοθηκών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.*
- Τριανταφύλλου Κ. (2021). Εφαρμογές Τοίχων Αντιστήριξης. *Πανεπιστήμιο Δυτικής Αττικής, Διπλωματική Εργασία.*
- Τσίρκας Β. (2015). Μελέτη τοίχων αντιστήριξης στην Περιφερειακή Οδό Ναυπάκτου από Χ.Θ. 0+475,22 μέχρι Χ.Θ. 1+569,99. *Τεχνολογικό Εκπαιδευτικό Ίδρυμα Δυτικής Ελλάδας, Διπλωματική Εργασία.*
- Τσιπιανίτης Α.Δ. (2013). Μελέτη του ρόλου του υπεδάφους στη δυναμική απόκριση πυλώνων ανεμογεννητριών. *Πολυτεχνείο Κρήτης, Διπλωματική Εργασία.*
- Χατζηγώγος Θ. και Καραουλάνης Φ. (2015). Ανάλυση Προβλημάτων Γεωτεχνικής Μηχανικής Με Τη Μέθοδο Των Πεπερασμένων Στοιχείων. *Σύνδεσμος Ελλήνων Ακαδημαϊκών Βιβλιοθηκών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.*
- Χατζηστεφάνου Γ.Α., Καρακώστας Χ. και Μανώλης Γ. (2019). Διερεύνηση της Επιρροής της Δυναμικής Αλληλεπίδρασης Εδάφους-Κατασκευής στην Σεισμική Απόκριση του Ενοργανωμένου Κτιρίου του Δημαρχείου της Λευκάδας. *Ελληνικό Τμήμα Αντισεισμικής Μηχανικής/Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος, 4<sup>ο</sup> Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής Τεχνικής Σεισμολογίας, Αθήνα*
- Ψαρρόπουλος Π.Ν., (2000). Αριθμητική Εδαφοδυναμική Προσομοίωση στην Σεισμική Ανάλυση Βάθρων και Ακροβάθρων Γεφυρών. *Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Διδακτορική Διατριβή.*