



Ερευνητικό Πρόγραμμα «ΘΑΛΗΣ - ΕΜΠ»

**Σύγχρονη Μεθοδολογία Εκτίμησης της Σεισμικής Τρωτότητας  
και Αντισεισμικής Αναβάθμισης Λιμενικών Συστημάτων**

MIS : 380174.

**Δράση 7:**

Ανάπτυξη νεωτεριστικών μεθόδων σεισμικής αναβάθμισης κρηπιδοτοιχών και συστημάτων σποθήκευσης και διανομής υγρών σε λιμενικές εγκαταστάσεις

Σύνταξη:

**ΕΜΠ**

**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ**

Σεπτέμβριος, 2015



Ευρωπαϊκή Ένωση  
Ευρωπαϊκό Κοινωνικό Ταμείο



ΕΠΙΧΕΙΡΗΣΙΑΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ  
ΕΚΠΑΙΔΕΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑ ΒΙΟΥ ΜΑΘΗΣΗ  
*επένδυση στην κοινωνία της γνώσης*  
ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΠΑΙΔΕΙΑΣ & ΘΡΗΣΚΕΥΜΑΤΩΝ, ΠΟΛΙΤΙΣΜΟΥ & ΑΘΛΗΤΙΣΜΟΥ  
ΕΙΔΙΚΗ ΥΠΗΡΕΣΙΑ ΔΙΑΧΕΙΡΙΣΗΣ

Με τη συγχρηματοδότηση της Ελλάδας και της Ευρωπαϊκής Ένωσης



ΕΣΠΑ  
2007-2013  
πρόγραμμα για την ανάπτυξη  
ΕΥΡΩΠΑΪΚΟ ΚΟΙΝΩΝΙΚΟ ΤΑΜΕΙΟ

Ερευνητικό Πρόγραμμα «ΘΑΛΗΣ - ΕΜΠ»

## Σύγχρονη Μεθοδολογία Εκτίμησης της Σεισμικής Τρωτότητας και Αντισεισμικής Αναβάθμισης Λιμενικών Συστημάτων

MIS : 380174.

### **Ενότητα Εργασίας 7:**

Νέοι τύποι λιμενικών Κρηπιδοτοιχων

#### **Παραδοτέο 7.1.1:**

Νέοι τύποι Λιμενικών Κρηπιδοτοιχων :  
Δυναμικές Αναλύσεις Ευκάμπτων Κρηπιδοτοιχων

**Δημοσίευση**

**Σύνταξη: ΕΜΠ**

Σεπτέμβριος, 2015

## Seismic Analysis of Anchored Sheet-Pile Walls: Are we Over-designing ?

G. Gazetas<sup>1</sup>, E. Garini<sup>2</sup>, A. Zafeirakos<sup>3</sup>

### ABSTRACT

The article, after a brief introduction on the state of practice in designing such walls against strong earthquake shaking, investigates the performance of a typical quay-wall made up of 32 m of steel sheetpiles, 18 m of which is the “free” wall height and 14 m the embedded part. Supporting moderately dense silty sand and an upper layer of fill, the wall is subjected to strong seismic shaking with a PGA of the order of 0.5 g. The long-established simplified design methods of (i) pseudo-static limit equilibrium (pLEM) and (ii) beam-on-Winkler-foundation (BWF), in conjunction with the Mononobe-Okabe (MO) method, are shown to lead to results for bending moments that are significantly larger than those computed with several finite element [FE] codes using a number of soil constitutive relations (ABAQUS, PLAXIS). The huge discrepancy of the pLEM method stems from its neglecting the stiffening effect of the anchor on the distribution of earth pressures on the wall while the predetermined MO actions and reactions fail to take advantage of the arching of the backfill due to the flexure of the wall. Hence these simplified methods would often lead to an un-necessarily conservative (hence very expensive) design. Detailed numerical FE analyses with all mentioned codes capture well the physical phenomena of this complex interaction problem leading to similar results, despite their sensitivity to the soil constitutive model they use. Needless to say that the mere possibility of liquefaction must be excluded or mitigated by suitable soil improvement.

### Introduction: Past Seismic Performance of Anchored Sheetpile Walls

Harbour facilities have often suffered damage in strong earthquakes, causing among other problems disruptions of post-earthquake emergency operations with serious economic consequences for the stricken regions. The numerous small and large failures of *caisson* type quay-walls in the port of Kobe during the 1995 earthquake, complemented the deformations/failures of the *anchored sheet-pile* walls of earlier seismic episodes in Japan (e.g., in the Niigata 1964 and the Tokachi-oki 1968 earthquakes).

Anchored sheetpile [SP] walls (crudely sketched in Figure 1) are often used as retaining structures in wharves and quays thanks mainly to their easy installation, while the soft or loose soils that usually underline such waterfront structures could hardly support the additional weight of gravity concrete walls. Thus, in many cases such walls are cheaper than gravity walls on piles. Consequently, a measurable portion of quay-walls are anchored sheetpiles and, thereby, many of

---

<sup>1</sup>Professor, Soil Mechanics Laboratory, National Technical University, Athens, Greece, [gazetas@central.ntua.gr](mailto:gazetas@central.ntua.gr)

<sup>2</sup>Researcher, Soil Mechanics Laboratory, National Technical University, Athens, Greece, [geocvemp@yahoo.gr](mailto:geocvemp@yahoo.gr)

<sup>3</sup>Researcher, Soil Mechanics Laboratory, National Technical University, Athens, Greece, [azafeirakos@yahoo.com](mailto:azafeirakos@yahoo.com)

the reported quay-walls seismic failures are of such walls (e.g. Kitajima & Uwabe (1978, Dennehy 1985, Agbabian 1980). The following conclusions emerge from a study of the performance of anchored bulkheads in very strong earthquake shaking:

1. Most of the observed earthquake failures have resulted from *large-scale liquefaction* of loose cohesionless soils mainly in the backfill but sometimes in the supporting foundation soil. Such soils may not be rare in port and harbor facility sites.
2. Another frequent but not as dramatic type anchored bulkhead damage takes the form of excessive permanent seaward “bulging” and tilting of the sheet-pile wall, accompanied by excessive movement of the anchor block or plate relative to the surrounding soil; such an anchor movement manifests itself in the form of settlement of the soil and cracking of the concrete apron directly behind the anchor. Apparently, such failures are due either to inadequate passive resistance against the anchor, or to insufficient strength of the sheetpile beam, or both.
3. Development of detrimental excess pore-water pressures in the backfill next to the wall, once thought to be a contributor to large deformations and failure, is now recognized as unlikely to occur when seaward bulging takes place (Towhata et al 1996, Dakoulas & Gazetas, 2007).

These observations suggest that anchored bulkheads must be properly designed against strong shaking, just as should caisson and other type of walls.

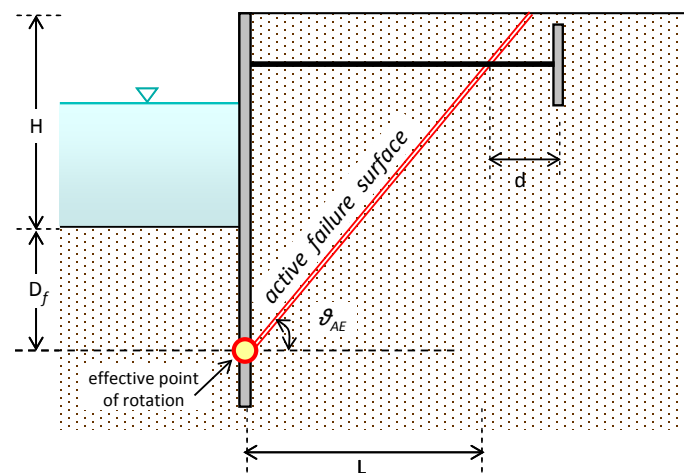


Figure 1. Definition of “Anchored Sheet-Pile Wall” geometry, along with some key variables of a Limit Equilibrium-based empirical method culminating in the Chart of Fig. 4.

### Some State-of-Practice Seismic Design Procedures

The difficulty of providing a comprehensive rigorous analytical method arises from several factors: the complicated wave diffraction pattern due to “ground-step” geometry; the presence of two different but interconnected structural elements in contact with the soil; the inevitably nonlinear hysteretic behavior of soil in strong shaking, often including pore-pressure buildup and degradation, both in front and behind the sheetpile; the no-tension behavior of the soil-sheetpile

interface; the presence of radiation damping effects due to stress waves propagating away from the wall in the backfill and in the foundation — let alone the hydrodynamic effects on both sides of the wall. Before the advent of reliable and relatively user friendly FE and FD codes which could properly handle all these phenomena, pseudo-static simplified procedures were (and are still) used in practice. Attempts to provide refinement and sophistication to such methods continue to this day; in the opinion of the authors such efforts are not founded in the physical reality and cannot be proposed for the design of anchored sheetpile walls. Specifically:

(1) **Pseudo-static Limit Equilibrium methods** determine dynamic lateral earth pressures with the Mononobe-Okabe analysis [*pLEM*] (Figure 2). Differences among the several variants of the method arise primarily from the assumed point of application of the resultant active and passive forces  $F_{AE}$  and  $F_{PE}$  (on the two sides of the sheetpile wall), the handling of the water, and the partial factors of safety introduced in the design.

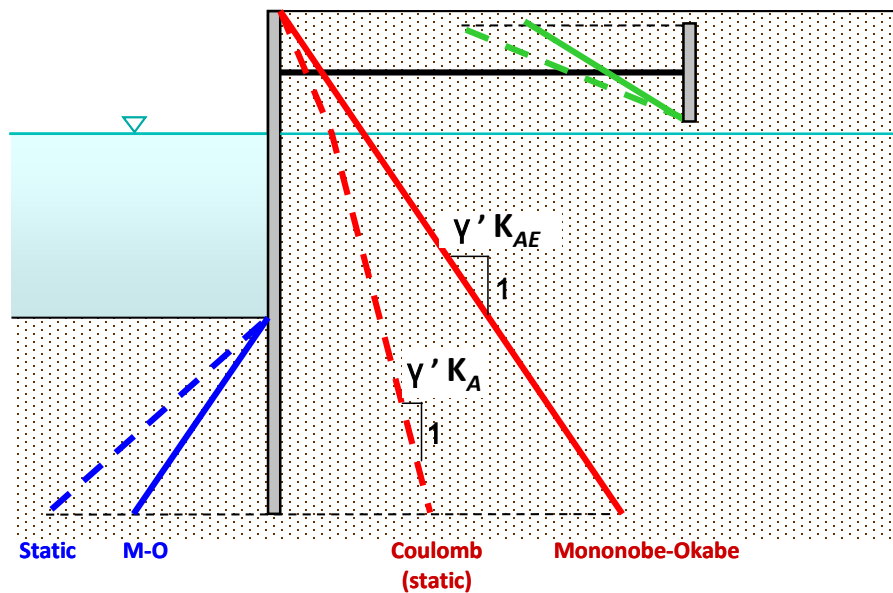


Figure 2. Elements of the state-of-practice pseudo-Static Limit Equilibrium method (pLEM).

Among other problems, MO method produces seismic earth pressure active and passive coefficients,  $K_{AE}$  and  $K_{PE}$ , that are too sensitive to (large values of) the effective (“driving”) acceleration — in disagreement with rigorous FE analyses and field observations during many earthquakes. As an example, for a  $\varphi = 30^\circ$  sand Figure 3 shows that active and passive coefficients equalise, achieving a common value  $K_{AE} = K_{PE} \approx 1.35$ , while the critical angles vanish ( $\theta_{AE} = \theta_{PE} = 0$ ), when the effective acceleration becomes equal to

$$\alpha = A_c / g = \tan \varphi \approx 0.58 \quad (1)$$

Beyond this value of acceleration MO solution does not exist. Yet, many walls have survived much larger acceleration levels (e.g., in Kobe 1995).

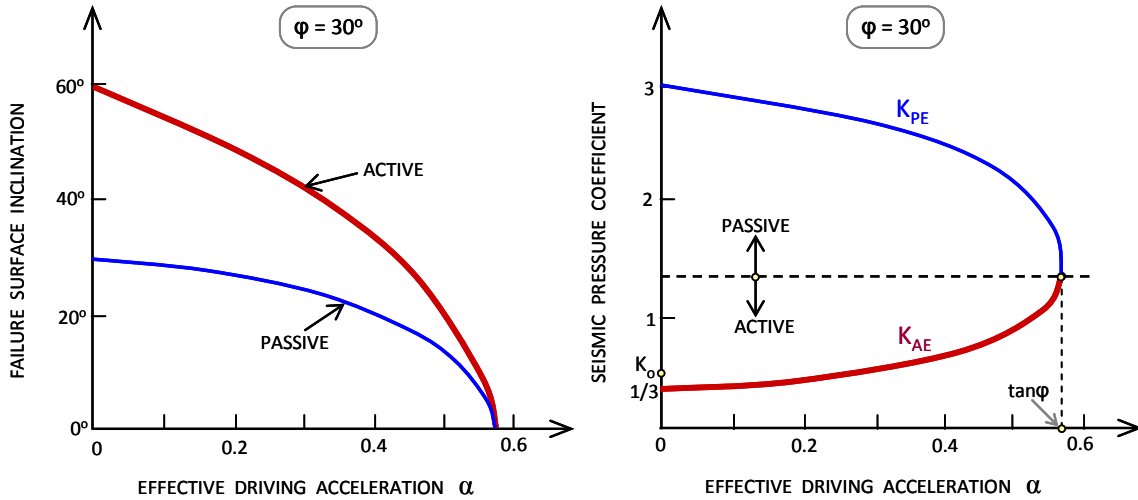


Figure 3. Effect of acceleration coefficient on the angle of the active and passive sliding surfaces (left), and on the active and passive seismic earth-pressure coefficients (right) [adopted from Davies et al (1986)].

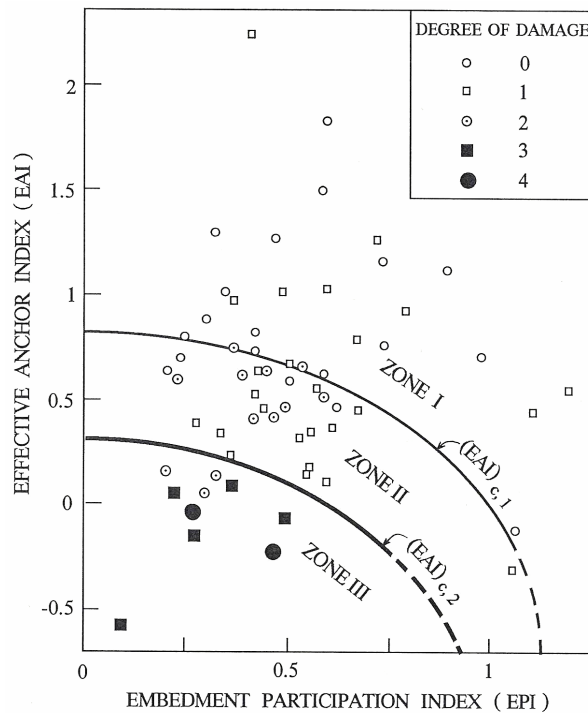


Figure 4. The empirical seismic Design Chart of Gazetas et al (1990).

For smaller levels of acceleration, a semi-empirical method was developed by Gazetas et al (1990). Utilizing numerous case history data, referring to successful, moderately damaged, severely damaged, and collapsed SP walls, interpreted with MO method, a *Seismic Design Chart* was constructed. Shown in Figure 4, the Chart's axes are:

- The *effective anchor index*  $EAI = d/H$ , where  $d$  is the horizontal distance of the anchor–tie point from the MO active failure surface, assumed to originate at the point of rotation of the wall;  $H$  is the free height of the wall.
- The *embedment participation index*  $EPI = (F_{PE}/F_{AE}) \{1 + D_f / (D_f + H)\}$ , where  $D_f$  is the depth from the mud-line to the point of rotation, often conservatively estimated as the depth of embedment  $D$ .

These two variables have been related to the degree of recorded damage. The Chart, as calibrated with case histories and analyses reported in PIANC (2001), distinguishes three types of expected damage: negligible to small deformation (damage level 0 and 1) with seaward top displacement of 0 – 40 cm; moderate repairable damage involving seaward top displacement of 40 cm – 100 cm (damage level 2); and, finally, excessive damage and fatal damage with top displacement exceeding 130 cm (damage levels 3, 4). This chart, however, is good only for a crude preliminary evaluation of sheetpile walls in non-liquefiable, relatively dense soil; the chart does not discriminate with reference to the nature of the ground shaking (frequency content, number of significant cycles, etc.), and does not reflect the layering of the retained and the foundation soil.

(2) *Beam-on-Winkler-Foundation [BWF]* modeling treats the sheetpile wall just as a pile foundation, with suitable one-sided plane-strain linear Winkler springs (or non-linear p–y reaction “springs”) on both the active and passive sides of the wall, with an elasto-plastic support for the anchor (Figure 5). Two 1-D shear beams are attached to the ends of the springs and transmit the seismic motion to the system. The kinematic response that is ensuing could reproduce the flexural response of the wall with reasonable accuracy, but only for very small levels of excitation. When the acceleration level is high enough to induce wedge-type failure mechanisms and the anchor is activated passively, the results would not necessarily be reliable.

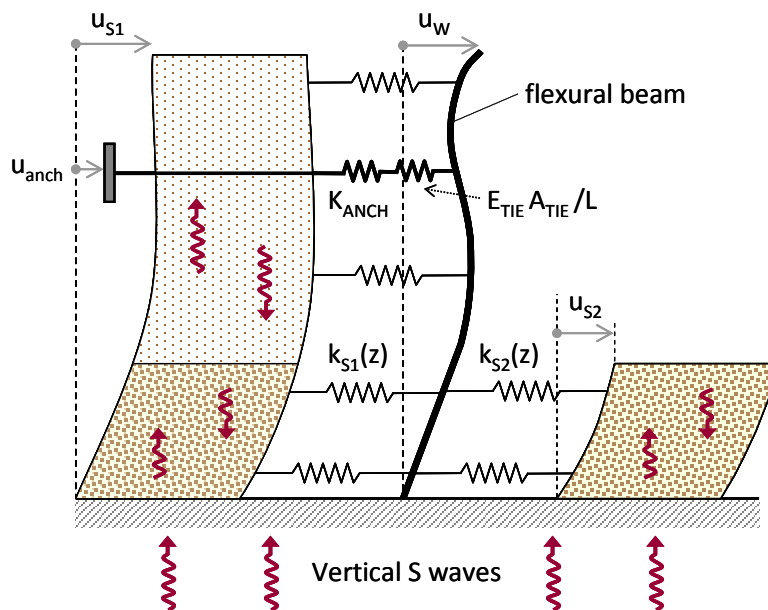


Figure 5. Sketch of the Beam-on-Winkler-Foundation model for the kinematic response of the “Anchored Sheet-Pile Wall”.

(3) *Hybrid* procedures, combining the BWF with the pLEM methods have been perhaps the most widely used in practice. Because of the reliance of these methods on the MO active earth pressures they usually lead to very conservative results as will be shown later.

With the advent of reliable FE codes the simplified methods are slowly becoming rather redundant. Their use leads to unrealistically exaggerated bending moments for the wall and distance of the anchoring point, as it will be demonstrated below.

### Comparative Study

The 32 m long sheetpile wall (18 m free and 14 m embedded), shown in Figure 6, is analyzed dynamically with the finite element codes ABAQUS and PLAXIS. The wall is embedded into a dense sandy layer, while the backfill soil comprises a medium dense (but not liquefiable) silty sand overlain by a cohesionless fill. The strength and stiffness parameters of the three layers are given in Table 1. The wall has a rigidity  $EI = 1.45 \times 10^6 \text{ kNm}^2/\text{m}$  and an ultimate moment capacity of  $M_{ult} = 5380 \text{ kNm}/\text{m}$ . The anchor plate, at a distance of 45 m from the wall, has an  $EI = 0.8 \times 10^6 \text{ kNm}^2/\text{m}$  and an  $M_{ult} = 639 \text{ kNm}/\text{m}$ . The seismic excitation is defined as the Chalfand Valley recorded accelerogram from the Morgan Hill 1986 earthquake, applied at the free-field ground surface. (The input motion at the base was obtained by 1D de-convolution analysis.) A description of the two FE models is as follows:

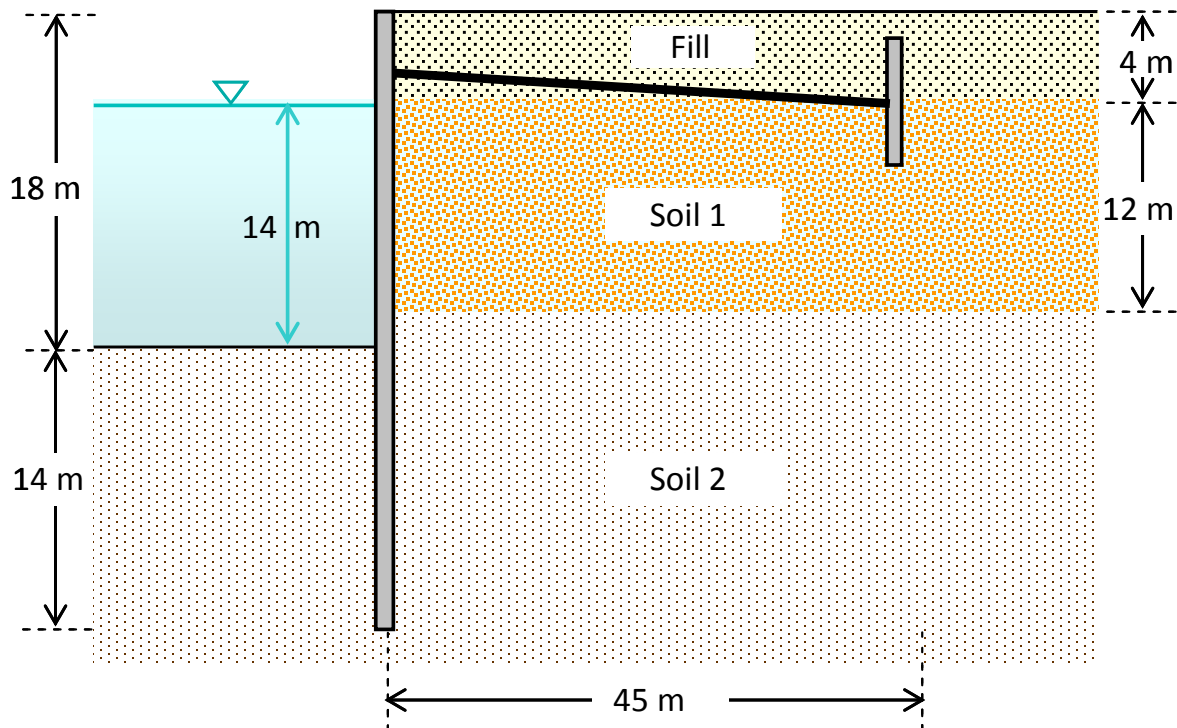


Figure 6: Example sheet-pile wall system used in the comparative study.



Table 1. Soil parameters.

	<b>c (kPa)</b>	<b><math>\phi</math> (degrees)</b>	<b>E (MPa)</b>
<b>Fill</b>	1	32.5	100
<b>Soil 1</b>	1	35	200
<b>Soil 2</b>	10	37.5	300

**PLAXIS:** The FE mesh consists of triangular 15-node elements. The geometry has been mirrored, in order to (a) ameliorate the lateral boundary effects, and (b) examine the effect of the inherent asymmetry of the accelerogram (“polarity” effect) in a single dynamic analysis. The maximum finite element size is deliberately chosen to be about 10 times smaller than the minimum wavelength of significance, thus avoiding spurious filtering effects. The adhesion between the soil and the steel sheetpile (SSP) wall is taken into account by adding positive and negative interface elements between the wall and the soil. Interface strength value of  $R_{inter} = 0.67$  is considered.

Two constitutive models available in PLAXIS are employed: (a) the Mohr-Coulomb model, which is not expected to provide a “correct” solution to the dynamic problem but is used only for the sake of comparison since it is frequently used in practice; and (b) the so-called advanced Hardening-Soil Soft [HSS] model. For seismic problems the constitutive model must be able to treat small-strain stiffness nonlinearity of the soil — hence the use of the latter model which can accomplish this is the recommended one (Brinkgreve et al. 2010, Benz et al. 2009).

**ABAQUS:** The FE domain shown in Figure 7 is discretized in quadrilateral solid plane-strain fine elements  $0.5 \times 0.5 \text{ m}^2$ , capable of transmitting without bias the wave frequencies of significance. Interface between wall and soil is tension-less and frictional; it is modeled with special elements that allow both separation and sliding, the latter controlled by coefficients of friction  $\mu$ . To capture radiation damping normal and shear viscous elements  $\rho V_S$  and  $\rho V_P$  (per unit area) are placed at the vertical boundaries between the soil domain and the vertical free-field column which is introduced in order to have proper transmission of up-coming waves (avoiding the box effect).

In addition to the Mohr-Coulomb model discussed above, a more refined soil model is utilized here through a subroutine attached to ABAQUS. Developed at NTUA by Gerolymos et al (2007) and Anastasopoulos et al (2011), it models the nonlinear soil inelasticity through a simple kinematic hardening with VonMises failure criterion and an associative flow rule. The evolution law consists of two components : a nonlinear kinematic hardening component describing the translation of the yield surface in stress space, and an isotropic hardening component which defines the size of the yield surface  $\sigma_o$  as a function of plastic deformation. The normal stress-dependence of the failure surface is controlled by the parameter  $\sigma_o$ . Details can be found in the afore-cited references.

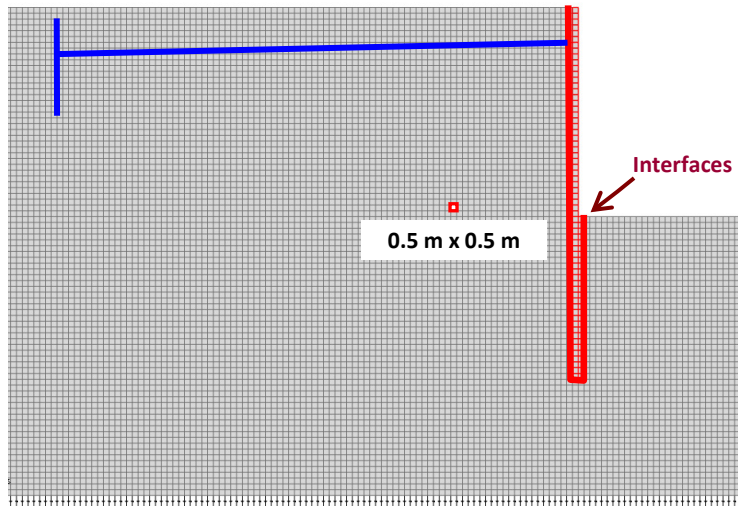


Figure 7. Mesh of the left retaining wall demonstrating several key features.

## Results

A typical result of the ABAQUS analysis is portrayed in Figure 8, in the form of displacement vectors on the deformed shape of the system and superimposed the contours of plastic strains. The picture is taken at the time of maximum thrust on the wall. We notice the intense plasticization in the passive side (in front) of the wall near the mudline, and on the active (back) side of the anchor plate. But the active wedge on the back side of the wall itself is just beginning to form, with smaller plastic strains developing.

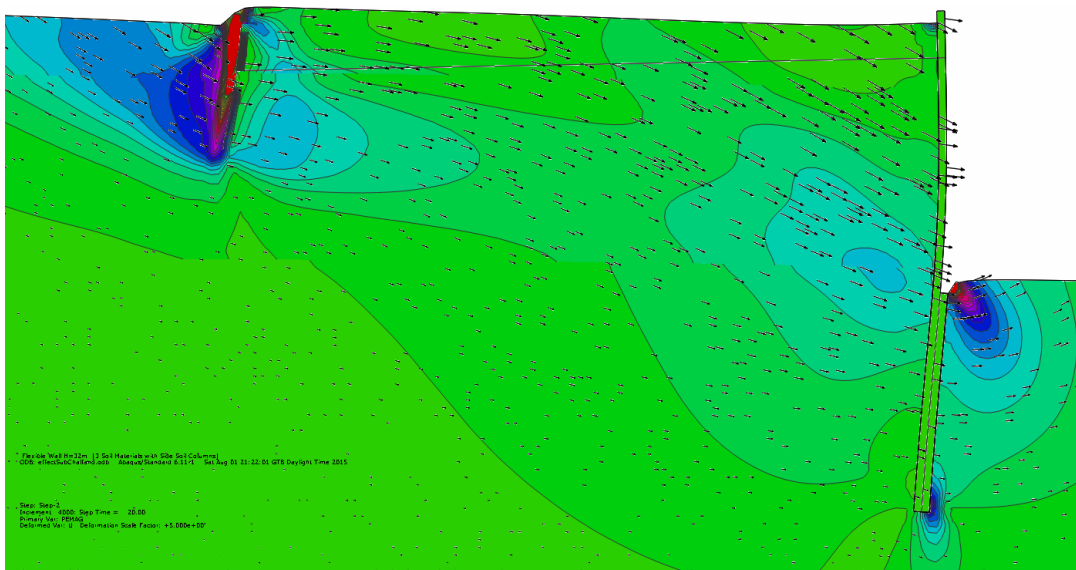


Figure 8. Displacement field at the end of Chalfand Valley record for interface friction coefficient  $\mu = 0.50$ .

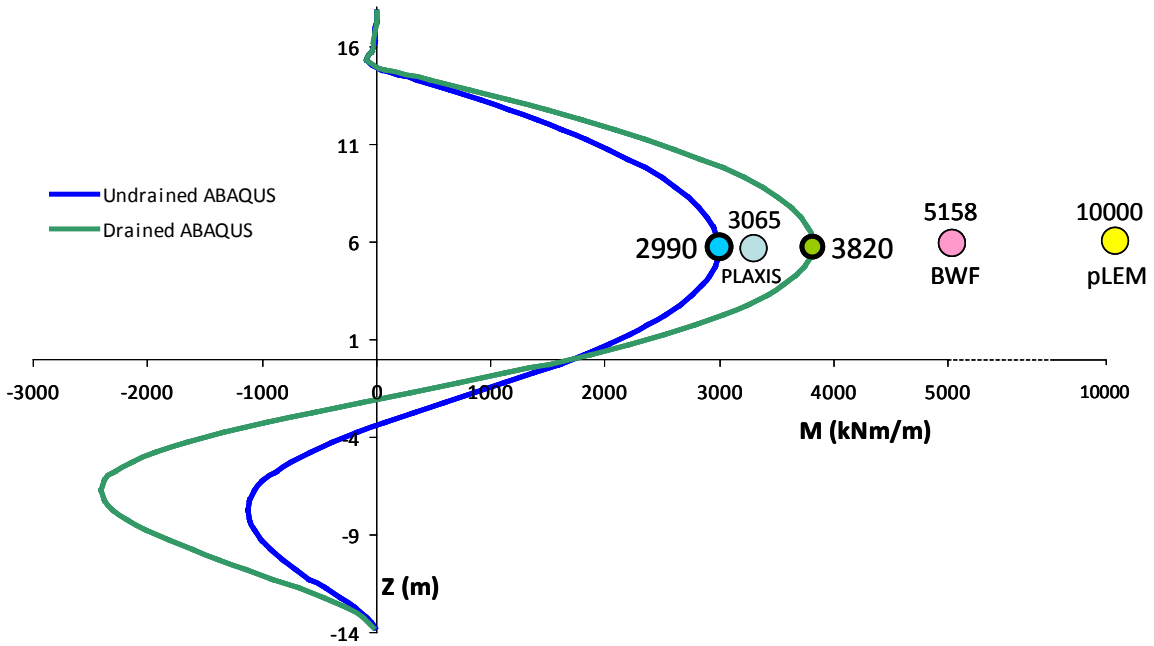


Figure 9. Distribution of bending moments (at the instant of maximum moment) at the left wall for the Chalfand Valley excitation, for an interface friction coefficient  $\mu = 0.50$ .

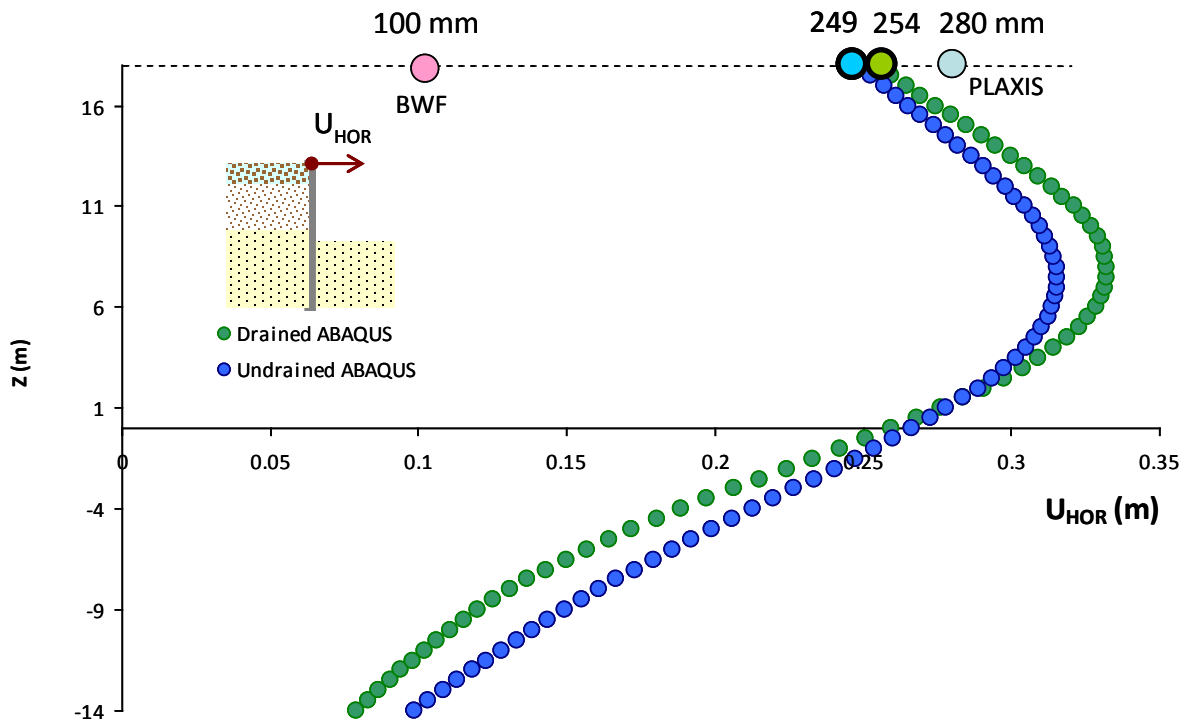


Figure 10. Distribution of maximum horizontal displacements at the left wall for the Chalfand Valley excitation, for interface friction coefficient  $\mu = 0.50$ .

A summary of the results of all numerical and simplified analyses is presented in Figure 9 for the bending moments and displacements of the SP wall, and in Figure 10 for the distribution of horizontal earth pressures on the wall. Several conclusions are noteworthy :

1. The simplified BWF and, especially, the pLEM methods predict much larger flexural distress of the SP wall ( $\max M > 5000 \text{ kNm/m}$ ). By contrast, the ABAQUS and PLAXIS peak moments are of about 2500 – 3000 kNm/m, depending on the particular soil modeling.
2. The computed displacements differ among the various FE analyses more substantially, ranging from about 20 to 32 cm at the top. The BWF analysis gives a much smaller value, of 10 cm only. Moreover, the displacement of the rigorous model is quite sensitive to the soil constitutive relations utilized.
3. The distribution of earth pressures  $p_h$  on the wall computed with ABAQUS, compared with the  $K_{AE}$  and  $K_{PE}$  diagrams of MO, reveal the main causes of the overprediction of SP bending moments by the MO-based methods. On the active side the (unavoidable) seaward “bulging” of the wall creates “arching” conditions with a respective decrease of  $p_h$  to less than about 1/3 of the MO values. [Similar conclusions were drawn from the centrifuge tests of Sitar & his coworkers – see Bibliography.] On the other hand, on the front side, passive conditions can only be reached at the very top, by the mudline, as was also evident from the plastic strain contour of Figure 8. Since the passive MO curve agrees with numerical stress distribution only near the top, becoming substantially larger at greater depths, it is easy to recognize that the embedded part would rotate more than what MO analysis expects.
4. The distance of anchor plate from the wall ( $\ell = 45 \text{ m}$ ), computed with the EC8-5 expression

$$\ell = \ell_{static} (1 + 1.5 \alpha S) \approx \ell_{static} (1 + 1.5 \times 0.40) = 1.6 \ell_{static} \quad (2)$$

which was derived utilizing the Chart of Figure 4 (Gazetas et al, 1990), is quite adequate: only the active state of stress develops at the back of the plate — the crucially important passive failure is not even close to developing. So there is a sufficiently ample margin of anchor resistance. By contrast, MO-based methods require much larger distance  $\ell$ .

In any case, the selected SP cross-section for this wall is more than adequate against wall failure ( $M_{ult} \approx 5380 \text{ kNm/m}$ ) according to ABAQUS and PLAXIS analyses, almost inadequately safe according to BWF, and totally inadequate according to the pLEM method.

### Conclusion

The results of a case study for the seismic response of a deep anchored sheetpile wall (supporting 18 m of soil) show clearly that the pseudo-static methods of analysis based on the Mononobe-Okabe method are not appropriate for design, as they may lead to very conservative results regarding the bending distress of the wall. The dynamic interaction between soil, wall, and anchor cannot possibly be captured by such methods. Beam-on-Winkler-Foundation models could possibly approximate better such interaction effects, but the development of regions of concentrated plastic deformation (surrogates of Coulomb sliding surfaces) cannot be represented in such models even when nonlinear  $p$ - $y$  type of “springs” are used in the model. The available well established FE codes can be used to develop realistic estimates of sheetpile and anchor distress, as well as of wall displacements.

## Acknowledgements

This research has been co-financed by the European Union (European Social Fund –ESF) and Greek national funds through the Operational Program "Education and Lifelong Learning" of the National Strategic Reference Framework (NSRF) - Research Funding Program: Thales. Investing in knowledge society through the European Social Fund, Project ID "UPGRADE".

## References and Bibliography

- ABAQUS (2011). *ABAQUS Documentation*, Dassault Systèmes, Providence, RI, USA.
- Agbabian Associates (1980). *Seismic Response of Port and Harbor Facilities*. Report P80-109-499., El Segundo, California
- Al Atik, L. & Sitar, N. (2010). Seismic Earth Pressures on Cantilever Retaining Structures. *J. Geotech. & Geoenviron. Engrg.*, ASCE, 136(10), 1324-1333.
- Al Atik, L. & Sitar, N. (2009). Seismically Induced Lateral Earth Pressures: A New Approach. *Proceedings, 17th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Alexandria, Egypt.
- Brinkgreve R.B.J., Engin E., & Engin H.K. (2010). Validation of empirical formulas to derive model parameters for sands. *Proceedings of 7th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, NUMGE 2010, Trondheim, 137-142.
- Benz T., Vermeer P.A., & Schwab R. (2009). A small-strain overlay model. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 33(1), 25-44.
- Christiano, P.P. & Bielak J. (1985). *Nonlinear Earthquake Response of Tiedback Retaining Walls*. Research Rep., Carnegie-Mellon Univ.
- Dakoulas P. & Gazetas G. (2005). Seismic Effective-Stress Analysis of Caisson Quay Walls : Application to Kobe. *Soils & Foundations*, 45(4), 133–147.
- Dakoulas P. & Gazetas G. (2008). Insight into Seismic Earth and Water Pressures against Caisson Quay walls”, *Geotechnique*, 58 (2), 95 – 111.
- Davies, T.G., Richards, R.R., & Chen, Jr.K.H. (1986). Passive Pressure During Seismic Loading. *Jnl. Geotech. Engrg ASCE*, 112(4), 479-483.
- Dennehy, K.T. (1985). *Seismic Vulnerability, Analysis, and Design of Anchored Bulkheads*. Ph.D Thesis, Rensselaer Polytech. Inst., Troy NY.
- Ebeling, R.M. & Morison, E.E. (1992). *The Seismic Design of Waterfront Retaining Structures*. Technical Report ITL-92-11. Washington , DC:US Army Corps of Engineers.
- Gazetas G., Anastasopoulos I., & Dakoulas P. (2005). Failure of Harbor Quaywalls in the Lefkada 2003 earthquake, *Proceedings of Geotechnical Earthquake Engineering Satellite Conference – Performance Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering : Concepts and Research*, Osaka, Japan, 62-69.
- Gazetas G., Dakoulas, P. & Dennehy, K. (1990). Empirical Seismic Design Method for Waterfront Anchored Sheetpile Walls. *Design and Performance of Earth Retaining Structures*, 232-250: ASCE.

- Gazetas G., Psarropoulos P., Anastasopoulos I., & Gerolymos N. (2005). Seismic Behaviour of Flexible Retaining Systems Subjected to Short Duration Moderately-Strong Excitation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **25**, 537–550.
- Hayashi, S. & Katayama T. (1970). Damage to Harbor Structures by the Tokachioki Earthquake. *Soils and Foundations*, **X**, 83-102.
- Japan Society of Civil Engineers (1980). Earthquake Resistant Design of Quaywalls and Piers in Japan. Earthquake Resistant Design for Civil Engineering Structures, *Earthquake Structures and Foundations in 1980*, 31-85
- Kawakami, F. and Asada, A. (1966). Damage to the Ground and Earth Structures by the Niigata Earthquake of June 16, 1964. *Soils and Foundations*, **VI**, 14-60.
- Kitajima, S., and Uwabe, T. (1978). Analysis on Seismic Damage in Anchored Sheet-Piling Bulkheads. *Rep. of the Japanese Port and Harbor Res. Inst.*, **18**, 67-130 (in Japanese).
- Mikola R & Sitar N. (2013). *Seismic Earth Pressures on Retaining Structures in Cohesionless Soil*. UC Berkeley Report UCB/CA 13-0367.

- Mononobe, N. & Matsuo, H. (1929). On the Determination of Earth Pressures during Earthquakes. *Proceedings of the World Engineering Congress*, Tokyo, 177-185.
- Nadim, F. & Whitman, R.V. (1983). Seismically Induced Movement of Retaining Walls. *Jnl. Geotech. Engrg. Div. ASCE*, **109**(7), 915-931.
- Okabe, S. (1926). General Theory of Earth Pressures. *Jnl Japan. Society of Civil Engineers* **12**(1).
- PIANC (2001). *Seismic Design Guidelines for Port Structures*. Tokyo :A.A. Balkema.
- PLAXIS (2012). *PLAXIS 2D Anniversary Edition*, 2600 AN Delft, The Netherlands.
- Richards, R. & Elms, D. (1979). Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls. *Jnl. Geotechnical Engineering Div., ASCE*, **105**.
- Seed, H.B. & Whitman, R.V. (1970). Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads. *Design and Performance of Earth Retaining Structures*, ASCE, 103-147.
- Sitar, N., Mikola, R.G., & Candia, G. (2012). Seismically Induced Lateral Earth Pressures on Retaining Structures and Basement Walls, *Geotechnical Engineering State of the Art and Practice, Keynote Lectures from GeoCongress 2012*, GSP 226, ASCE.
- Towhata, I., Ghalandarzadeh, A., Sundarraj, K. & Vargas-Monge, W. (1996). Dynamic Failures of Subsoils Observed in Water-Front Areas. *Soils Foundations (Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17, 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake)*, 149-160.
- Tschebotarioff, G.P. (1978). *Foundations, Retaining, and Earth Structures*. McGraw-Hill.
- Tsinker, G.P. (1983). Anchored Sheet Pile Bulkheads: Design Practice. *Jnl. Geotechnical Engineering*. ASCE, **109**(8), 1021-1038.



Ευρωπαϊκή Ένωση  
Ευρωπαϊκό Κοινωνικό Ταμείο



ΕΠΙΧΕΙΡΗΣΙΑΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ  
ΕΚΠΑΙΔΕΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑ ΒΙΟΥ ΜΑΘΗΣΗ  
*επένδυση στην κοινωνία της γνώσης*

ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΠΑΙΔΕΙΑΣ & ΘΡΗΣΚΕΥΜΑΤΩΝ, ΠΟΛΙΤΙΣΜΟΥ & ΑΘΛΗΤΙΣΜΟΥ  
ΕΙΔΙΚΗ ΥΠΗΡΕΣΙΑ ΔΙΑΧΕΙΡΙΣΗΣ

Με τη συγχρηματοδότηση της Ελλάδας και της Ευρωπαϊκής Ένωσης



ΕΣΠΑ  
2007-2013  
πρόγραμμα για την ανάπτυξη  
ΕΥΡΩΠΑΪΚΟ ΚΟΙΝΩΝΙΚΟ ΤΑΜΕΙΟ

Ερευνητικό Πρόγραμμα «ΘΑΛΗΣ - ΕΜΠ»

## Σύγχρονη Μεθοδολογία Εκτίμησης της Σεισμικής Τρωτότητας και Αντισεισμικής Αναβάθμισης Λιμενικών Συστημάτων

MIS : 380174.

### **Ενότητα Εργασίας 7:**

Νέοι τύποι λιμενικών Κρηπιδοτοίχων

#### **Παραδοτέο 7.1.2:**

Αναβαθμισμένοι Λιμενικοί Κρηπιδότοιχοι :  
Πειράματα Φυγοκεντριστή

#### **Τεχνική Εκθεση**

**Σύνταξη: ΕΜΠ**

Σεπτέμβριος, 2015



## *Εισαγωγή*

Οι λιμενικές εγκαταστάσεις είναι δυνατό να υποστούν σημαντικές βλάβες όχι μόνο υπό την επίδραση ισχυρών σεισμικών διεγέρσεων αλλά ακόμη και σε σεισμικά περιστατικά μέτριας έντασης που δεν ξεπερνούν τον σεισμό σχεδιασμού. Επιπλέον, η αξιολόγηση των βλαβών από ιστορικούς σεισμούς (π.χ. Loma Prieta, 1989 και Kobe, 1995) αναδεικνύει τον τεράστιο αντίκτυπο που έχουν αυτού του είδους οι βλάβες στην οικονομία σε τοπικό, εθνικό ακόμα και διεθνές επίπεδο.

Κυρίαρχη αιτία πρόκλησης βλαβών σε λιμενικές εγκαταστάσεις κατά τη διάρκεια σεισμικής διέγερσης αποτελεί η αύξηση των πλευρικών ωθήσεων λόγω της αύξησης της πίεσης πόρων στα χαλαρά, μη συνεκτικά εδάφη που κυριαρχούν σε αυτού του είδους τις εγκαταστάσεις. Η αύξηση αυτή των εν λόγω πιέσεων δεν προκαλεί μόνο την αύξηση της πλευρικής (οριζόντιας) φόρτισης των τοίχων αντιστήριξης, αλλά και την μείωση των ενεργών εδαφικών τάσεων στο έδαφος θεμελίωσης και στο αντιστηριζόμενο έδαφος, γεγονός που δύναται να οδηγήσει σε συνθήκες ρευστοποίησης.

Η ύπαρξη ρευστοποίησης τόσο στο αντιστηριζόμενο έδαφος όσο και στο έδαφος θεμελίωσης ήταν η κύρια αιτία για τις καταγεγραμμένες βλάβες των κρηπιδοτοιχών σε σημαντικό αριθμό ιστορικών σεισμικών περιστατικών. Το σπουδαιότερο παράδειγμα αστοχίας των κρηπιδοτοιχών εξαιτίας εδαφικής ρευστοποίησης προέρχεται από τις μεγάλης έκτασης βλάβες στις λιμενικές εγκαταστάσεις στο Kobe (Ιαπωνία) κατά τον μεγάλο σεισμό του 1995 (**Σχήμα 1**). Πλευρικές μεταθέσεις της τάξεως των 3 m (**Σχήμα 1α**), βυθίσεις κρηπιδοτοιχών (**Σχήμα 1β**) και παραμένουσες κλίσεις έως και 3° οδήγησαν σε εκτεταμένες αστοχίες αγωγών και κλείσιμο των 179 από τις 186 προβλήτες του λιμένα. Επιπλέον, σημαντικές ζημιές καταγράφηκαν σε δεξαμενές και θεμελιώσεις γερανών (**Σχήμα 1γ**).

Ακόμη όμως και στην περίπτωση αμμωδών εδαφών μεγάλης πυκνότητας ή συνεκτικών εδαφών, όπου δεν υπάρχει κίνδυνος ρευστοποίησης, σημαντικές βλάβες μπορεί να προκύψουν λόγω μόνιμης εδαφικής μετακίνησης, εδαφικής αστοχίας και εκτεταμένων καθιζήσεων που είναι το αποτέλεσμα της μη γραμμικής εδαφικής ταλάντωσης. Η παρούσα έρευνα ασχολείται με αυτή την περίπτωση, εξετάζοντας την συμπεριφορά σπονδυλωτού κρηπιδοτοιχίου σε πυκνή άμμο ( $D_r = 80\%$ ). Ο σπονδυλωτός κρηπιδότοιχος (ή αλλιώς κρηπιδότοιχος από συμπαγείς τεχνητούς ογκόλιθους) ανήκει στην κατηγορία των κρηπιδοτοιχών βαρύτητας. Ως εκ τούτου, αντιμετωπίζει τις ωθήσεις γαιών και τα εξωτερικά φορτία μέσω του ιδίου βάρους του και της συνεπαγόμενης αντίστασης σε ολίσθηση και στροφή. Η κατασκευή του γίνεται από συμπαγείς τεχνητούς ογκόλιθους, οι οποίοι τοποθετούνται ύφαλα σε επάλληλες στρώσεις μέχρι λίγο πάνω από τη στάθμη της θάλασσας. Μία τυπική διατομή σπονδυλωτού κρηπιδοτοιχίου φαίνεται στο **Σχήμα 2**.

Το **Σχήμα 3** δείχνει σε σκαριφηματική μορφή την γεωμετρία του λιμενικού κρηπιδοτοιχίου που μελετήθηκε, η οποία είναι εμπνευσμένη από την γεωμετρία του προβλήτα 2 του Πειραιά. Πραγματοποιήθηκαν πειράματα φυγοκέντρισης σε κλίμακα 1:60 και οι διαστάσεις του ομοιώματος επισημαίνονται στο σε κλίμακα μοντέλου καθώς και στο πρωτότυπο (σε παρένθεση). Ο κρηπιδότοιχος είναι θεμελιωμένος σε ομοιογενή πυκνή άμμο και

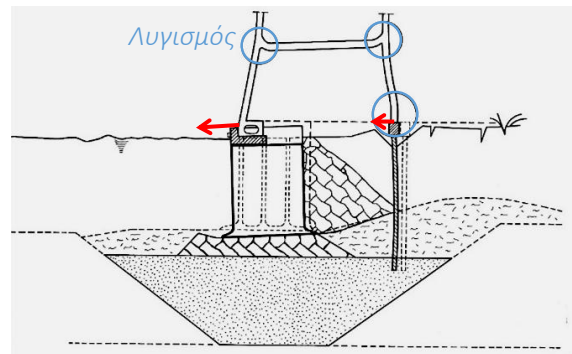
επιβλήθηκε σε πληθώρα σεισμικών διεγέρσεων. Εκτός από την γεωμετρία του υπάρχοντος τοίχου μελετήθηκε και μια περίπτωση ενισχυμένου τοίχου, η οποία περιγράφεται λεπτομερώς στη συνέχεια.



(α)

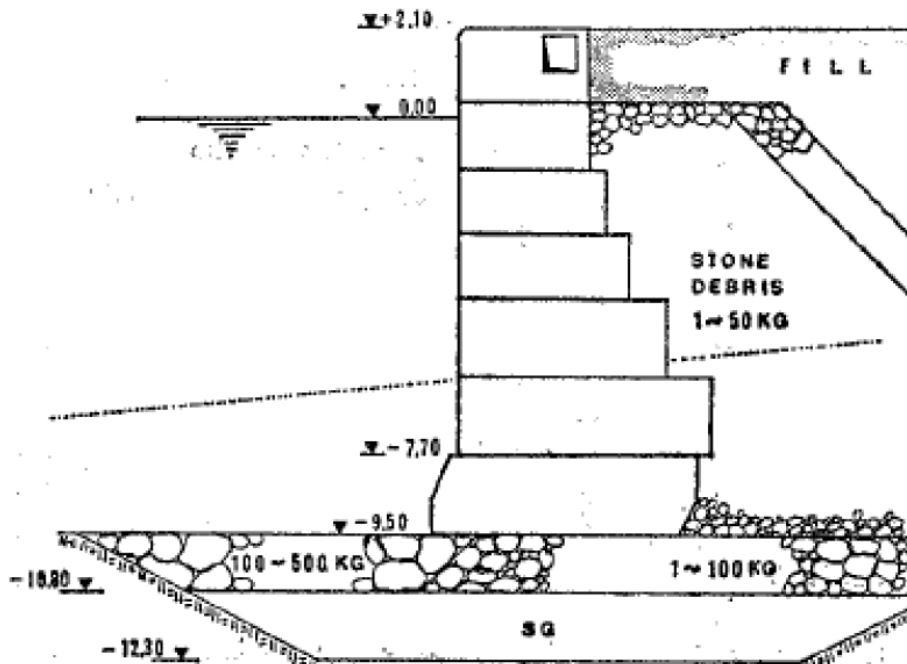


(β)



(γ)

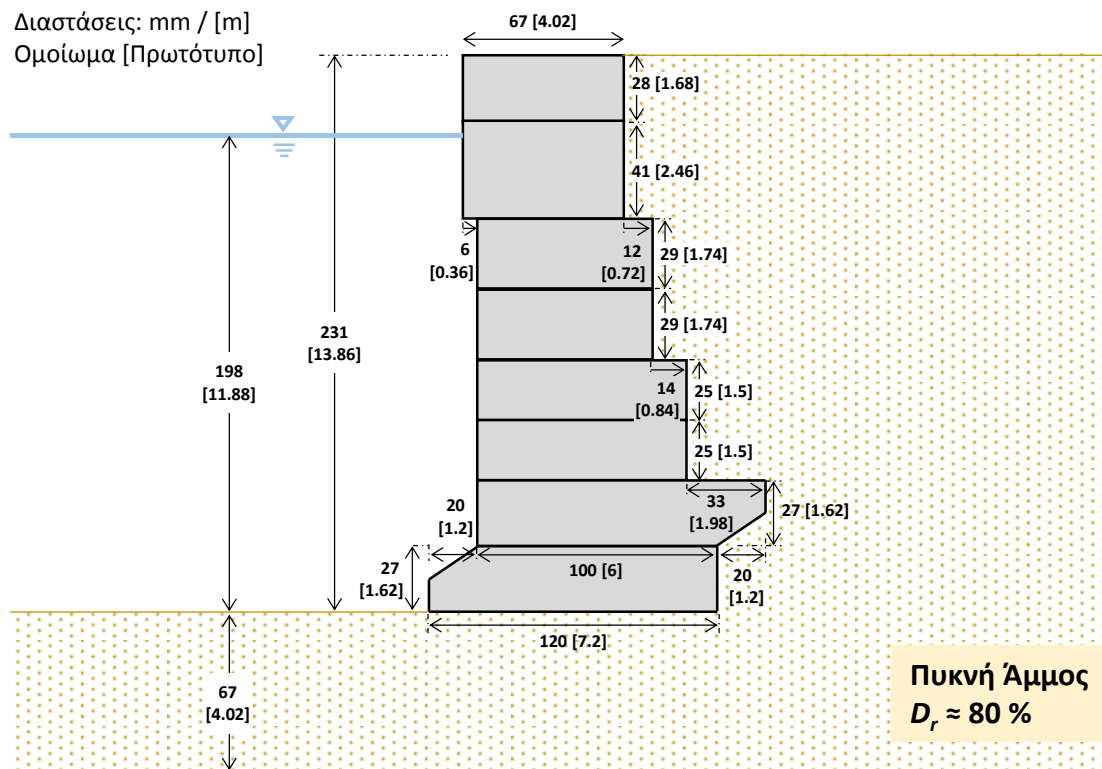
**Σχήμα 1** Αστοχίες λιμενικών κρηπιδοτοιχων στο Κόμπε μετά τον σεισμό του 1995: (α) εκτεταμένες βλάβες, καθιζήσεις και πλευρικές μεταθέσεις προκλήθηκαν λόγω ρευστοποίησης των επιχωματώσεων; (β) διαφορικές καθιζήσεις των στηρίξεων των γερανών; και (γ) μηχανισμός αστοχίας γερανών.



Σχήμα 2 Τυπική διατομή σπονδυλωτού κρηπιδοτοίχου [Pitilakis & Moutsakis, 1989].

### Κλίμακα 1:60

Διαστάσεις: mm / [m]  
Ομοίωμα [Πρωτότυπο]



Σχήμα 3 Γεωμετρία του προβλήματος που μελετήθηκε σε κλίμακα ομοιώματος και πρωτοτύπου σε παρένθεση.

## Πειραματική Μέθοδος

Όπως είναι γνωστό, η εδαφική απόκριση εξαρτάται από το επίπεδο της κατακόρυφης τάσης. Για αυτόν τον λόγο είναι ιδιαίτερος σημαντικό να υπάρχει ρεαλιστική αναπαραγωγή του τασικού (βαρυτικού) πεδίου στην εκτέλεση πειραματικών δοκιμών όπου η εδαφική αντοχή και δυσκαμψία παίζουν σημαντικό ρόλο. Όταν τα προβλήματα προσομοιώνονται υπό κλίμακα, η συνθήκη αυτή δύναται να ικανοποιηθεί μόνο στο ενισχυμένο πεδίο επιτάχυνσης που επιτυγχάνεται μέσω των δοκιμών φυγοκέντρισης.

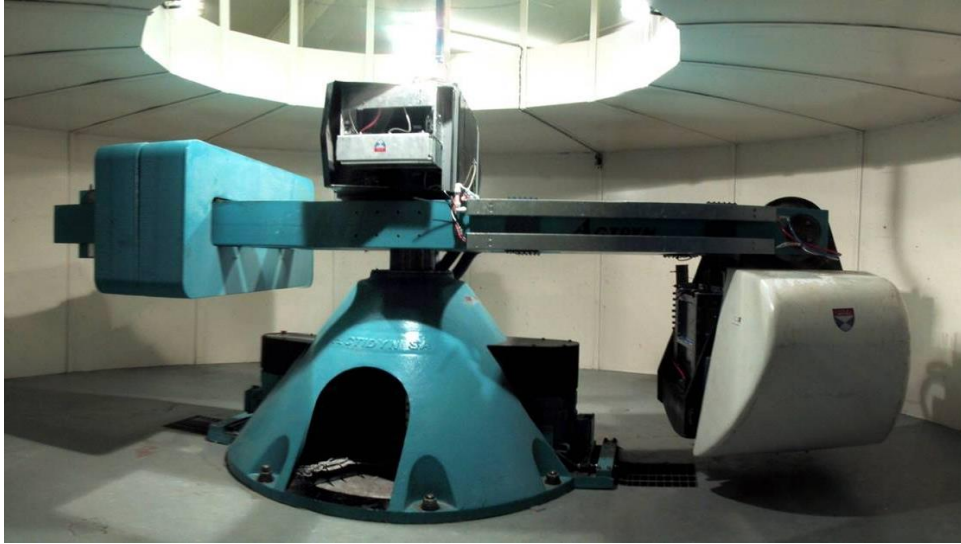
Η θεμελιώδης αρχή των πειραματικών δοκιμών σε φυγοκεντριστή αφορά την δημιουργία εντατικών συνθηκών παρόμοιων με εκείνες που αναμένονται σε συνθήκες πεδίου, με την αύξηση κατά  $n$  φορές της “βαρυτικής” επιτάχυνσης σε ένα ομοίωμα μικρότερο κατά  $1/n$  των πραγματικών του διαστάσεων. Η εν λόγω αύξηση κατά  $n$  φορές της “βαρυτικής” επιτάχυνσης επιτυγχάνεται με την βοήθεια της επιβαλλόμενης κεντρομόλου επιτάχυνσης στην συσκευή της φυγοκέντρισης ( $n \cdot g = r \cdot \omega^2$ , όπου  $r$  και  $\omega$  είναι η ακτίνα και η γωνιακή επιτάχυνση της συσκευής, αντίστοιχα).

Γενικά, κατά τον σχεδιασμό πειραματικών δοκιμών σε φυγοκεντριστή, οι απαιτούμενοι νόμοι σμίκρυνσης συνήθως προέρχονται από διαστατικές αναλύσεις, από τις εξισώσεις που διέπουν ένα φαινόμενο, ή από τις αρχές μηχανικής ομοιότητας ανάμεσα σε ένα προσομοίωμα και στο “πρωτότυπο” [Taylor, 1995; Garnier et al., 2007]. Περισσότερες λεπτομέρειες για τους συντελεστές σμίκρυνσης παρατίθενται στις μελέτες των Schofield [1980] and Kutter [1995]. Οι νόμοι ομοιότητας για τα κύρια φυσικά μεγέθη που αφορούν το πρόβλημα που μελετήθηκε στην παρούσα εργασία συνοψίζονται στον **Πίνακα 1**.

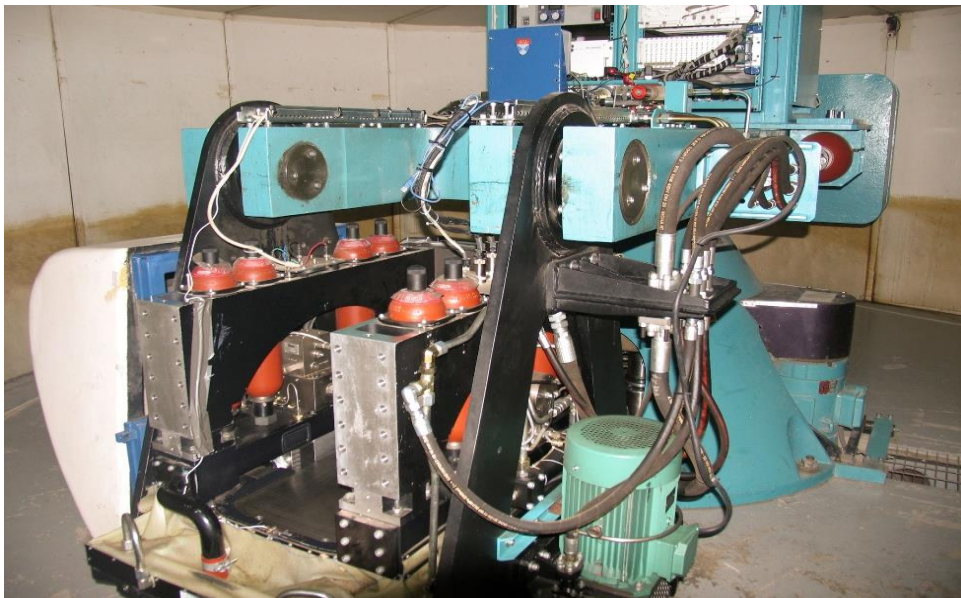
**Πίνακας 1.** Σχέσεις ομοιότητας των κύριων μεγεθών που χρησιμοποιήθηκαν.

<b>Μέγεθος</b>	<b>Πρωτότυπο / Ομοίωμα</b>
Μήκος	$n$
Επιφάνεια	$n^2$
Όγκος	$n^3$
Μάζα	$n^3$
Πυκνότητα	$1$
Βαρύτητα	$1/n$
Επιτάχυνση	$1/n$
Τάση	$1$
Δύναμη	$n^2$
Ροπή	$n^3$
Δυναμικός Χρόνος	$n$
Δυναμική Συχνότητα	$1/n$

Οι δοκιμές φυγοκέντρησης διεξήχθησαν στο Πανεπιστήμιο του Dundee σε 7 m φυγόκεντρης δοκού (Σχήμα 4α) με επιτάχυνση 60 g. Ο φυγοκεντριστής αυτός διαθέτει ενσωματωμένη σεισμική τράπεζα (Σχήμα 4β) η οποία δύναται να αναπαράξει οποιαδήποτε χρονιστορία σεισμικής καταγραφής με επιτάχυνση από 15 έως 100 g [Brennan et al., 20114].



(α)



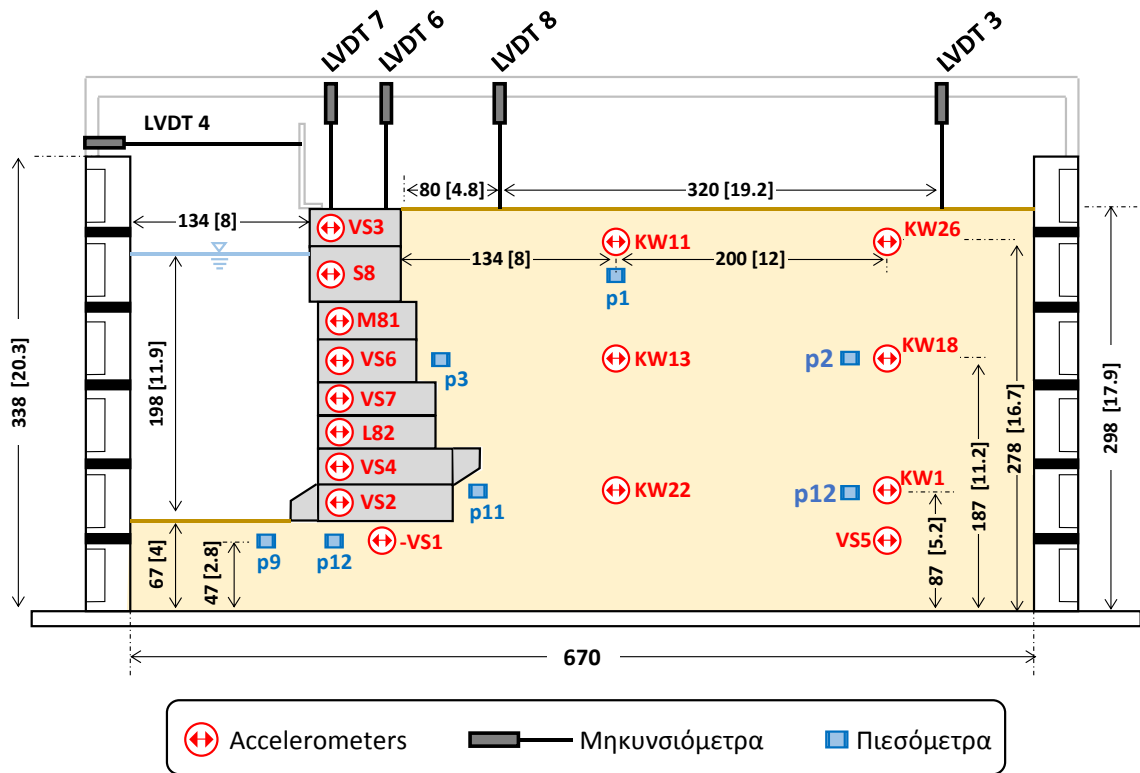
(β)

**Σχήμα 4** (α) Ο φυγοκεντριστής του εργαστηρίου του Πανεπιστημίου του Dundee με ενσωματωμένη (β) σεισμική τράπεζα.

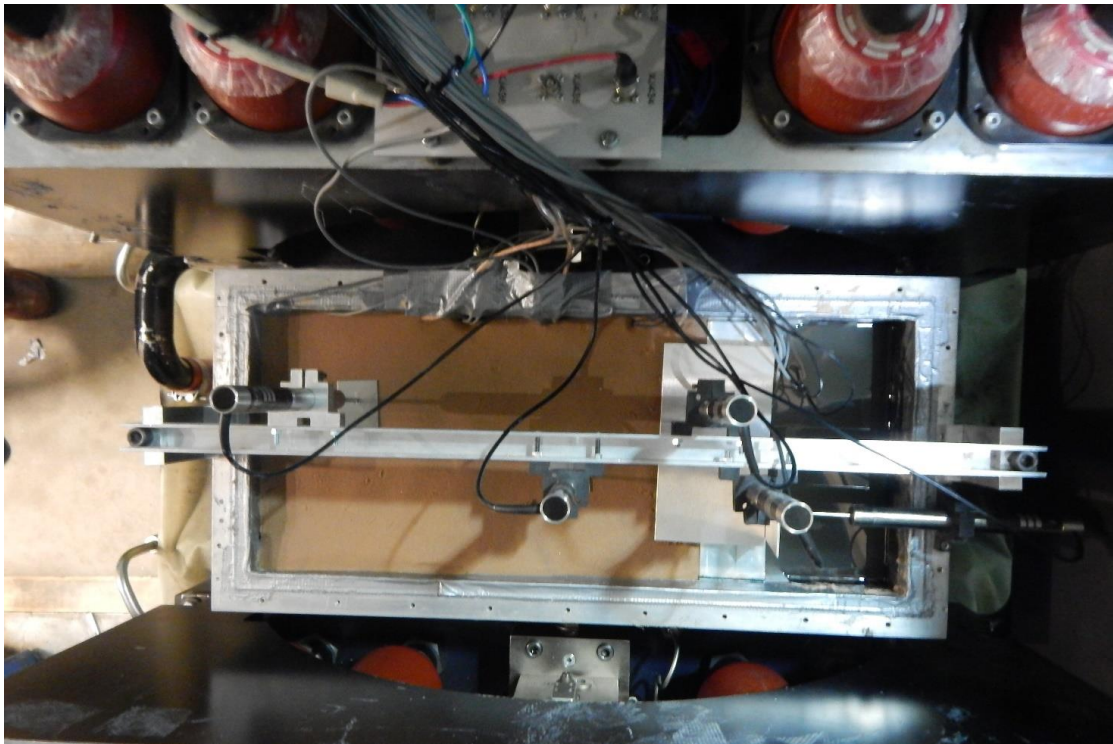
Το εδαφικό υλικό που χρησιμοποιήθηκε κατά την δοκιμή αποτελείται από λεπτόκοκκη χαλαζιακή άμμο (τύπου Silica), με το υλικό του τοίχου να αποτελείται από κράμα αλουμινίου. Το ομοίωμα κατασκευάστηκε εντός εύκαμπτου ελασματώδους κιβωτίου (τύπου “equivalent shear box” — ESB) το οποίο ελαχιστοποιεί την επίδραση των ορίων του ομοιώματος κατά την προσομοίωση δυναμικών προβλημάτων. Τα χαρακτηριστικά του κιβωτίου αυτού περιγράφονται στη εργασία του Bertalot [2012]. Ένα σκαρίφημα της πειραματικής διάταξης απεικονίζεται στο **Σχήμα 5α**, όπου επισημαίνονται και τα όργανα που χρησιμοποιήθηκαν για την μέτρηση της απόκρισης (επιταχυνσιόμετρα, μηκυνσιόμετρα και πιεσόμετρα). Το **Σχήμα 5β** απεικονίζει φωτογραφία του ομοιώματος (που αφορά τον υπάρχοντα τοίχο) εντός του φυγοκεντριστή πριν από την εκτέλεση του πειράματος.

Ύστερα από την εναπόθεση του εδαφικού υλικού εντός του κιβωτίου ESB υπό ξηρές συνθήκες και την επίτευξη της επιθυμητής σχετικής πυκνότητας ( $D_r = 80\%$ ), το προσοίωμα κορέστηκε με νερό **Σχήμα 6**. Η διαδικασία αυτή εκτελέστηκε με ιδιαίτερη προσοχή καθώς από τα προκαταρκτικά στάδια της εξέλιξης της πειραματικής μεθόδου είχε διαπιστωθεί ότι διαφορεική αύξηση της στάθμης του νερού εκατέρωθεν του τοίχου (**Σχήμα 6α**) οδηγεί σε συνθήκες υδατικής ροής (**Σχήμα 6β**) και αστοχία του τοίχου. Για τον λόγο αυτό ακολουθήθηκαν τα εξής βήματα: (i) επίχωση – διάστρωση του χώρου μπροστά από τον τοίχο και πάνω από τον πυθμένα με τοποθέτηση φίλτρου στο επίπεδο του πυθμένα (**Σχήμα 6γ**); (ii) κορεσμός του εδαφικού υλικού; Και (iii) εκσκαφή του εδάφους μπροστά από τον τοίχο με ταυτόχρονη και σταδιακή προσθήκη νερού (**Σχήμα 6δ**).

Το **Σχήμα 7** απεικονίζει φωτογραφίες από τα στάδια αυτής της διαδικασίας ενυδάτωσης του εδαφικού δοκιμίου.

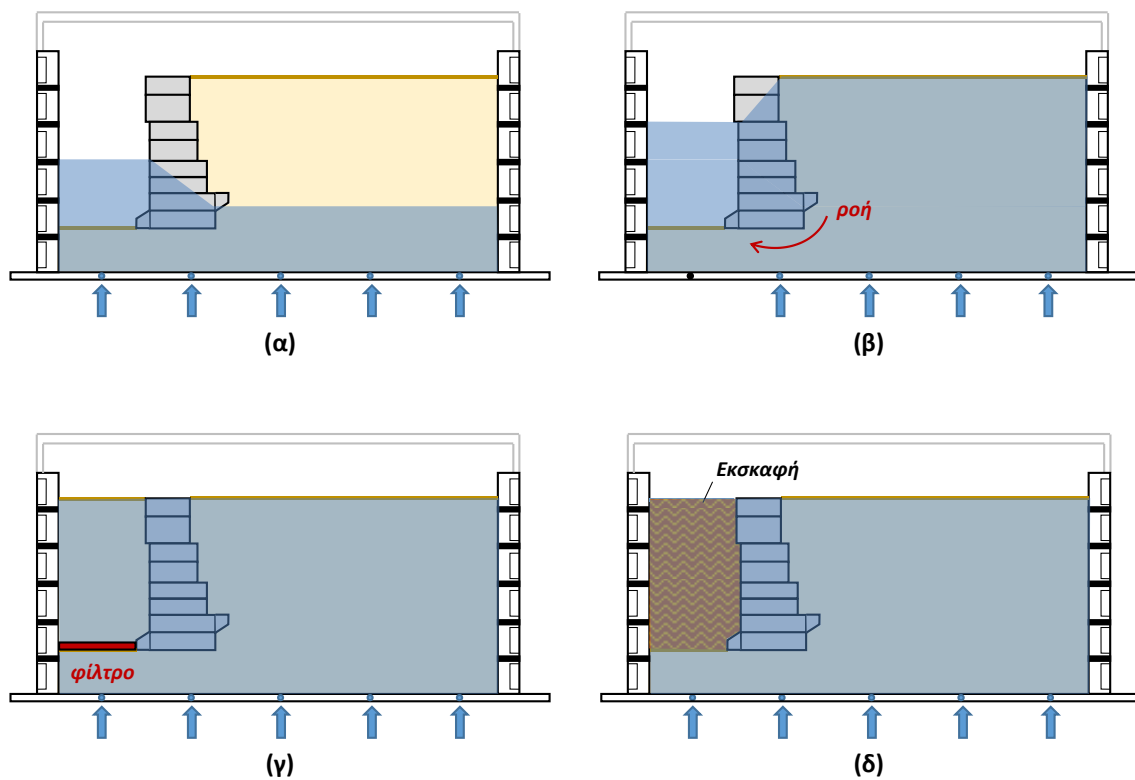


(α)



(β)

**Σχήμα 5** Πειραματική διάταξη: (α) σκαρίφημα του ομοιώματος που χρησιμοποιήθηκε στο πρώτο πείραμα (υπάρχον σύστημα) και θέσεις των οργάνων που χρησιμοποιήθηκαν για την μέτρηση της απόκρισης; και (β) φωτογραφία του ομοιώματος στον φυγοκεντριστή.



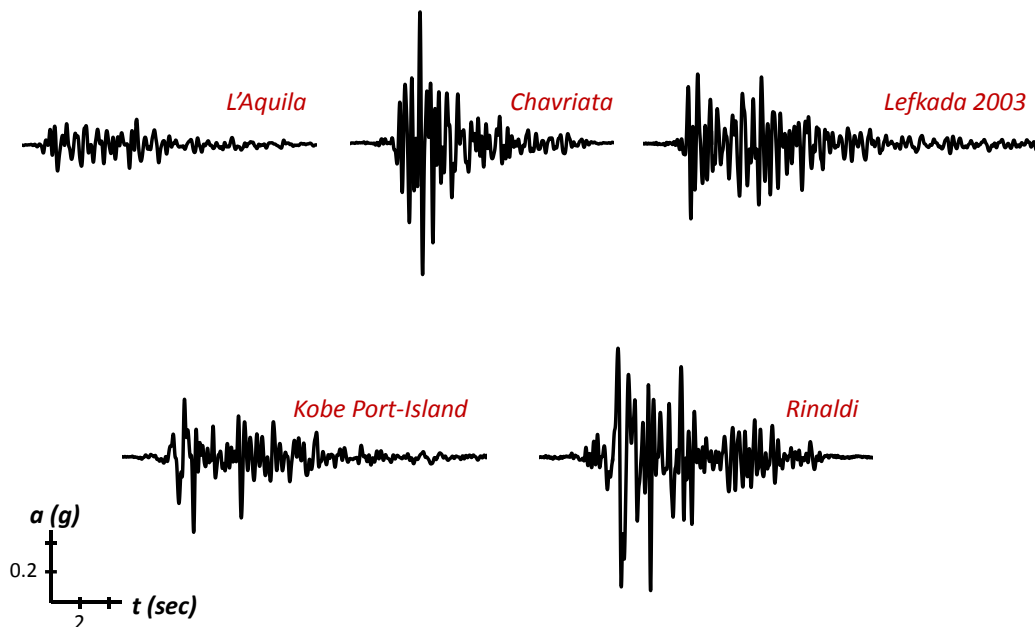
**Σχήμα 6** Ενυδάτωση του εδαφικού ομοιώματος: (α) ο διαφορετικός ρυθμός αύξησης της στάθμης του νερού οδήγησε σε (β) φαινόμενα υδραυλικής υποσκαφής και αστοχία της πειραματικής διάταξης. Το πρόβλημα επιλύθηκε (γ) με επίχωση του χώρου έμπροσθεν του τοίχου και χρήση φίλτρου και (δ) εκσκαφή μετά το πέρας της διαδικασίας ενυδάτωσης και εξισορρόπηση του Υ.Ο.



**Σχήμα 7** Φωτογραφίες από τη διαδικασία ενυδάτωσης του πειραματικού ομοιώματος: (α) πριν και (β) μετά από την εκσκαφή του εδάφους έμπροσθεν του τοίχου.



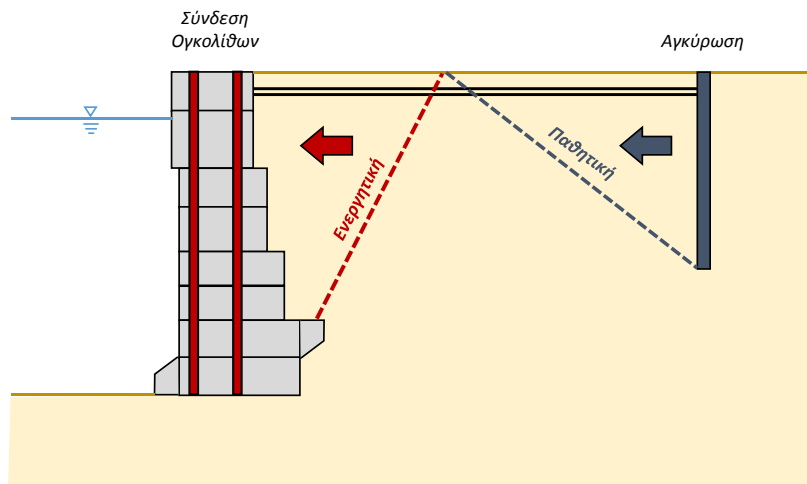
Μετά την ολοκλήρωση της εδαφικής ενυδάτωσης το ομοίωμα τοποθετήθηκε στον φυγόκεντριστή και υποβλήθηκε σε φυγόκεντρο επιτάχυνση 60 g ( $n = 60$ ). Οι σεισμικές διεγέρσεις επιβλήθηκαν στη βάση του ομοιώματος «εν πτήσει». Χρησιμοποιήθηκαν 5 πραγματικές χρονοιστορίες επιτάχυνσης από πραγματικούς σεισμούς διαφορετικών μεγεθών (Σχήμα 8), οι οποίες επιβλήθηκαν με σειρά αύξουσας έντασης: η καταγραφή AM043 από τον σεισμό της L'Aquila το 2009 (M 6.3); Η καταγραφή Chavriata από τον Σεισμό της Κεφαλονιάς το 2014 (M 6.1); η καταγραφή από τον σεισμό της Λευκάδας το 2003 (M 6.3); η καταγραφή του Port Island από τον ισχυρότατο σεισμό του Kobe 1995 (M 7.2); και τέλος η καταγραφή Rinaldi από τον σεισμό του Northridge το 1994 (M 6.8).



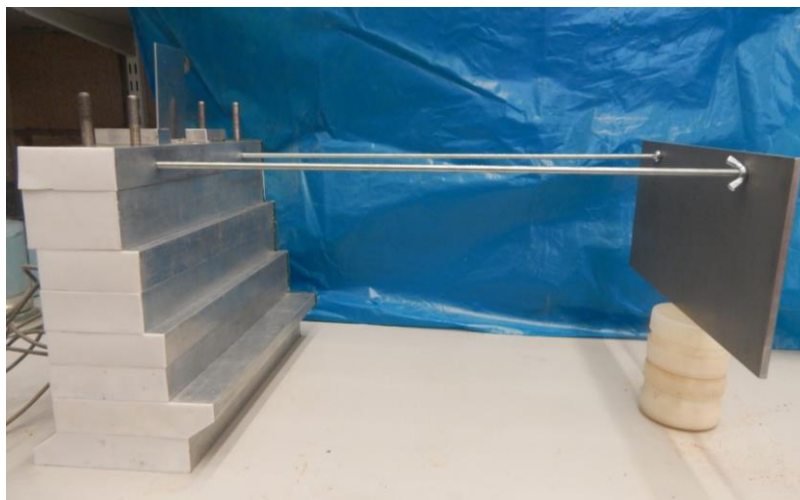
**Σχήμα 8** Χρονοιστορίες επιτάχυνσης των καταγραφών που χρησιμοποιήθηκαν ως σεισμικές διεγέρσεις στη βάση του ομοιώματος.

## Ενισχυμένος Τοίχος

Η απόκριση του υπάρχοντος τοίχου στην ανωτέρω ισχυρότατη σεισμική ακολουθία αναμενόταν να είναι ιδιαίτερως έντονη και εκτιμήθηκε ότι θα οδηγεί σε μεγάλες παραμένουσες μετακινήσεις, ίσως και αστοχία. Για τον λόγο αυτό προτάθηκε και ελέγχθηκε μια εναλλακτική λύση ενισχυμένου τοίχου. Η λύση αυτή δείχνεται σκαριφηματικά στο **Σχήμα 9α**. Περιλαμβάνει την σύνδεση όλων των ογκολίθων ώστε ο κρηπιδότοιχος να συμπεριφέρεται μονολιθικά. Η κορυφή του τοίχου συνδέεται με αγκύρωση από πασσαλότοιχο που, ιδεατά, βρίσκεται σε αρκετά μεγάλη απόσταση ώστε να μην υπάρχει αλληλεπίδραση μεταξύ των πρισμάτων ενεργητικής και παθητικής αστοχίας. Ο πασσαλότοιχος προσομοιώθηκε με μια λεπτότοιχη πλάκα από αλουμίνιο με κατάλληλη (ρεαλιστική) δυσκαμψία σε κάμψη. Η φωτογραφία του Σχήματος 9β δείχνει την σύνδεση του κρηπιδότοιχου με την αγκύρωση.



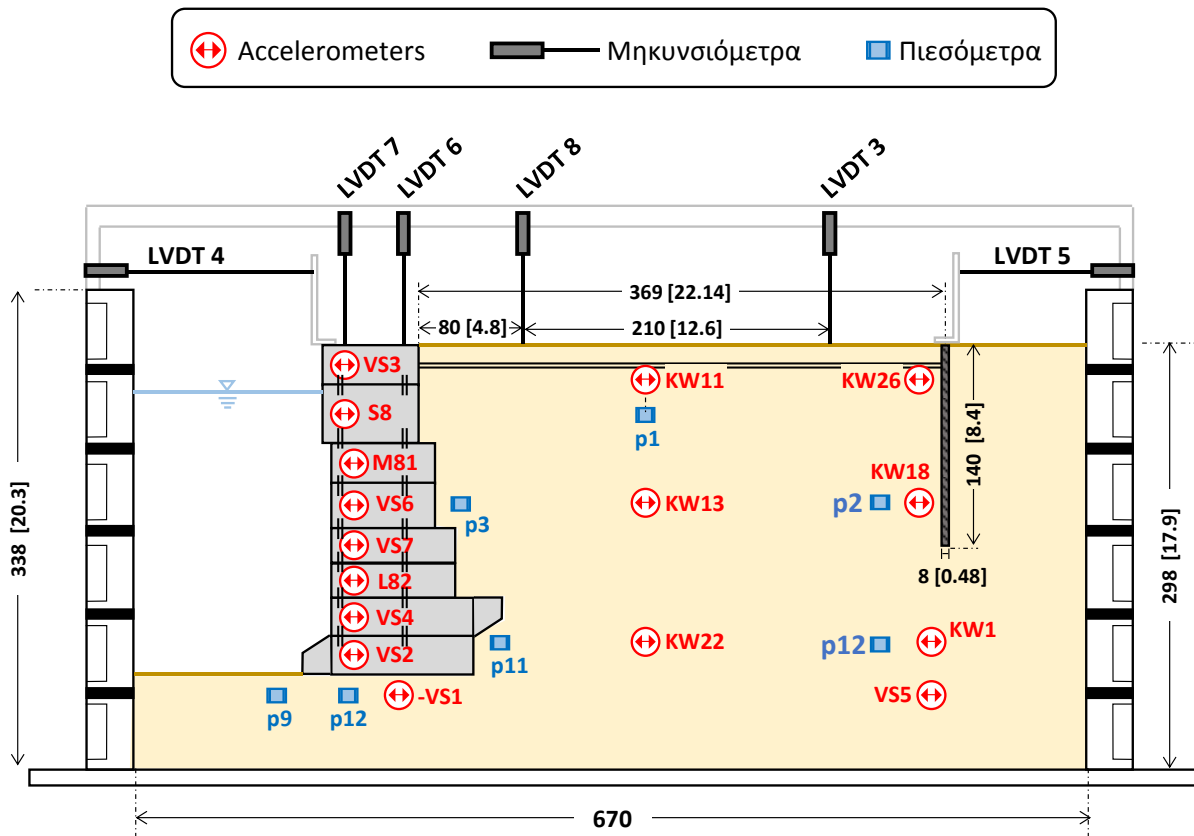
(α)



(β)

**Σχήμα 9** Ενισχυμένος τοίχος (α) διάταξη και μέθοδος διαστασιολόγησης; και (β) φωτογραφία του ενισχυμένου τοίχου και της αγκύρωσης.

Το ομοίωμα του ενισχυμένου τοίχου κατασκευάστηκε όμοια με αυτό του υπάρχοντος τοίχου σύμφωνα με τη διάταξη που δείχνεται στο **Σχήμα 10**.



**Σχήμα 10** Σκαρίφημα της πειραματικής διάταξης που χρησιμοποιήθηκε στο δεύτερο πείραμα (ενισχυμένο σύστημα) και θέσεις των οργάνων που χρησιμοποιήθηκαν για την μέτρηση της απόκρισης

## *Παρουσίαση Αποτελεσμάτων*

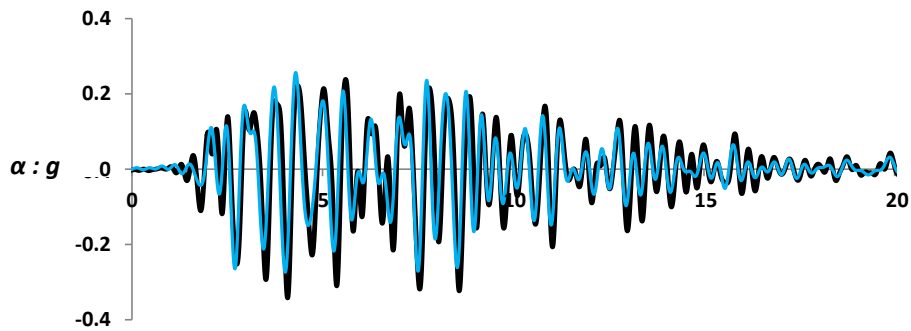
Το Παράρτημα που ακολουθεί παραθέτει λεπτομερώς τα αποτελέσματα των δύο πειραμάτων σε όρους χρονοιστοριών επιταχύνσεων σε χαρακτηριστικά σημεία, μετακινήσεων και πιέσεων πόρων για τις δύο περιπτώσεις κρηπιδοτοιχών που εξετάστηκαν.

Το **Σχήμα 11** συγκρίνει την δυναμική απόκριση των δύο εναλλακτικών τοίχων κατά τη διάρκεια του πρώτου σεισμού (L'Aquila) σε όρους χρονοιστοριών επιταχύνσεων που μετρήθηκαν στην βάση και την κορυφή του τοίχου. Επιπλέον δείχνει την κατανομή της επιτάχυνσης καθ' ύψος του τοίχου την στιγμή του μεγίστου. Καθιστά εμφανές ότι ο ενισχυμένος τοίχος υπερτερεί του υπάρχοντος συστήματος δεχόμενος εν γένει χαμηλότερης έντασης δυναμική φόρτιση.

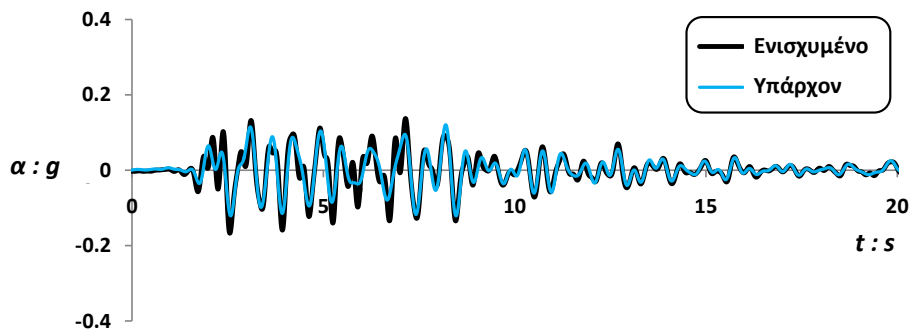
Το **Σχήμα 12** παρουσιάζει συγκριτικά την απόκριση των δύο συστημάτων σε όρους μετακινήσεων για την ίδια σεισμική διέγερση. Το ενισχυμένο σύστημα δέχεται λιγότερο από την μισή οριζόντια μετατόπιση ( $\delta$ ) σε σχέση με το υπάρχον σύστημα (**Σχήμα 12α**) εμφανίζοντας έτσι ένα πολύ σημαντικό πλεονέκτημα. Επιπλέον υποβάλλεται σε αρκετά μειωμένη στροφή ( $\theta$ ) όπως φαίνεται στο **Σχήμα 12β**. Αν και σε όρους απόλυτων καθιζήσεων ( $w$ ) η εικόνα αντιστρέφεται και το **Σχήμα 12γ** δείχνει το ενισχυμένο σύστημα να δέχεται μεγαλύτερες κατακόρυφες μετακινήσεις (αυτό είναι δικαιολογημένο γιατί το σύστημα αυτό συμπεριφέρεται ως ένα υψίκορμο σώμα του οποίου η στροφή προκαλεί μηχανισμούς εδαφικής αστοχίας στη βάση), το ενισχυμένο σύστημα υπερτερεί και πάλι όταν συγκρίνεται η απόκριση σε όρους σχετικής μετακίνησης ως προς το έδαφος πίσω από τον τοίχο ( $\Delta w = w - w_b$ ). Σημειώνεται ότι το μέγεθος αυτό ( $\Delta w$ ) έχει καλύτερη συσχέτιση με το επίπεδο των βλαβών των κατασκευών που εδράζονται στον λιμένα (γερανοί, αγωγοί κλπ.) από την απόλυτη καθίζηση.

Συνοψίζοντας την μετακινησιακή απόκριση των δύο συστημάτων για ολόκληρη την σεισμική ακολουθία που εξετάστηκε, το **Σχήμα 13** αναδεικνύει ότι το πλεονέκτημα του ενισχυμένου τοίχου ενισχύεται καθώς αυξάνεται η ένταση της σεισμικής διέγερσης. Συγκριτική παράθεση φωτογραφιών που ελήφθησαν μετά το πέρας των πειραμάτων (**Σχήμα 14**) απεικονίζει το σαφώς εντονότερο επίπεδο βλαβών που υπέστη το υπάρχον

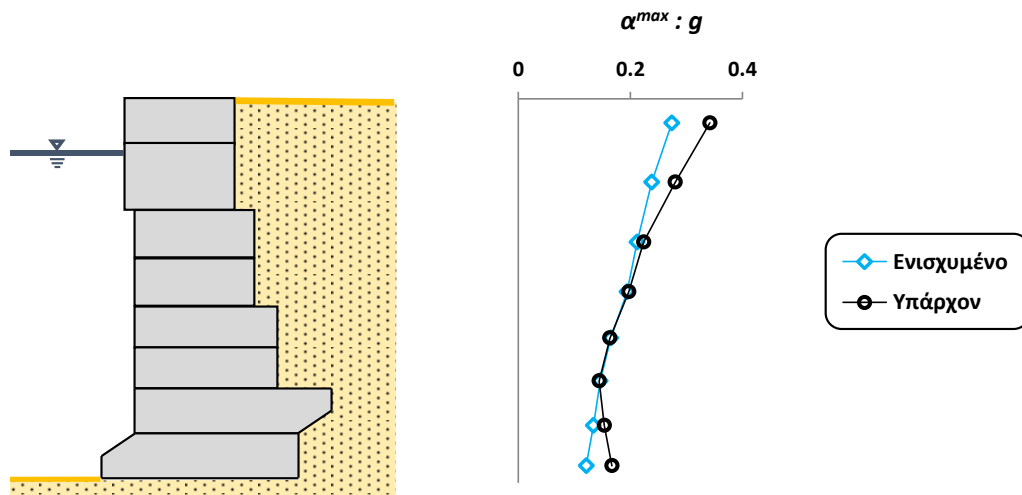
σύστημα σε σύγκριση με το ενισχυμένο. Αποδεικνύεται έτσι ότι η πρόταση ενίσχυσης που εξετάστηκε είναι εξαιρετικά αποτελεσματική.



(α)

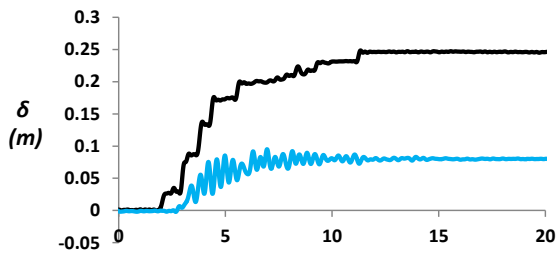
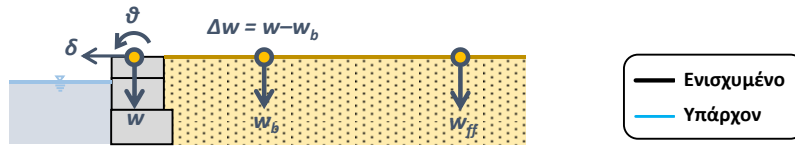


(β)

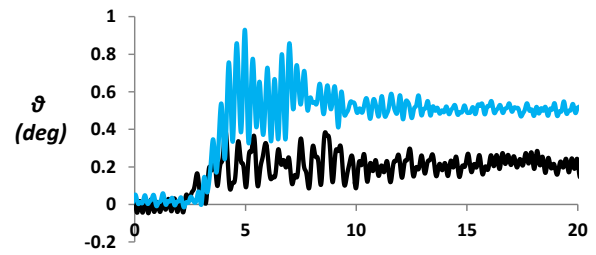


(γ)

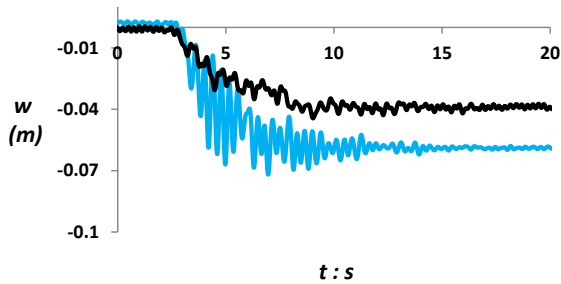
**Σχήμα 11** Σύγκριση της απόκρισης των δύο τοίχων (υπάρχον/ενισχυμένο) σε σεισμική διέγερση με την καταγραφή AM043 από τον σεισμό της *L'Aquila* (Ιταλία, 2009) σε όρους επιταχύνσεων: χρονοιστορίες επιταχύνσεων (α) στην κορυφή του τοίχου; (β) στη βάση του τοίχου και (γ) κατανομή της μέγιστης επιτάχυνσης καθ' ύψος.



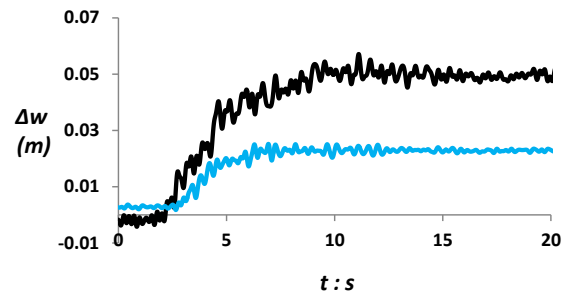
(α)



(β)

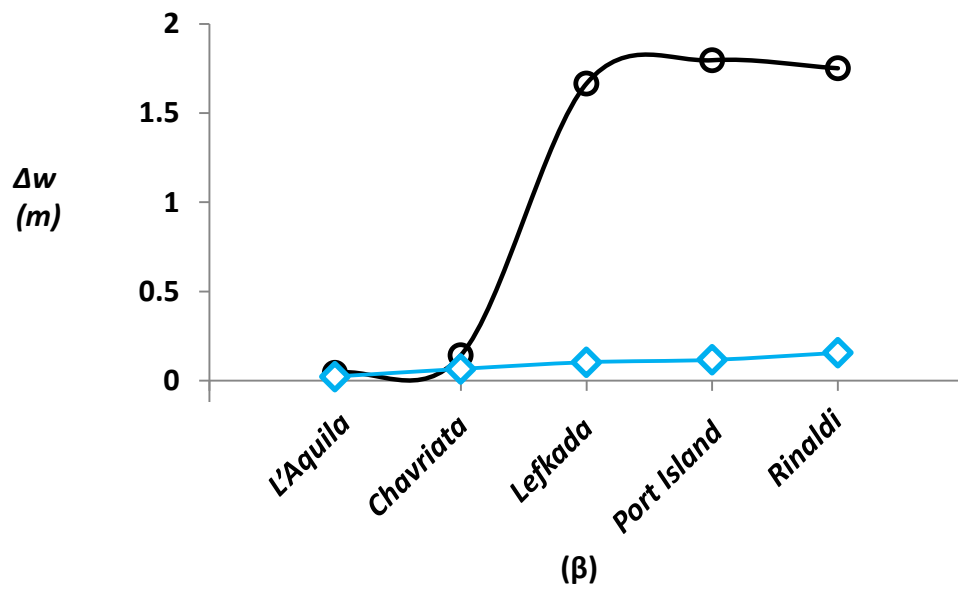
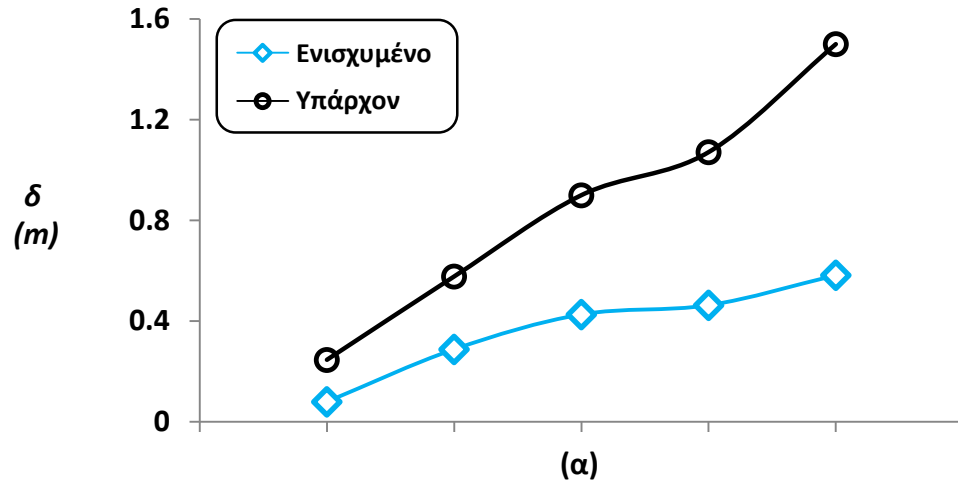


(γ)

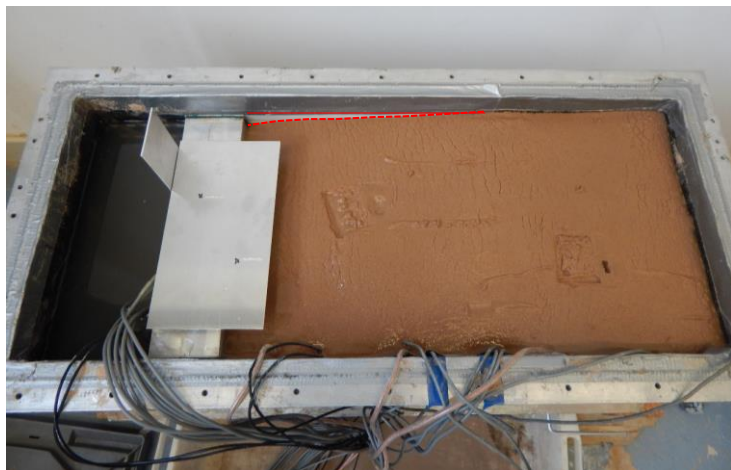


(δ)

**Σχήμα 12** Σύγκριση της απόκρισης των δύο τοίχων (υπάρχον/ενισχυμένο) σε σεισμική διέγερση με την καταγραφή AM043 από τον σεισμό της *L'Aquila* (Ιταλία, 2009) σε όρους μετακινήσεων: (α) οριζόντια μετατόπιση της κορυφής του τοίχου; (β) στροφή του τοίχου; (γ) καθίζηση του τοίχου; (δ) σχετική καθίζηση του τοίχου ως προς το έδαφος πίσω από αυτόν.



**Σχήμα 13** Σύνοψη των αποτελεσμάτων των δύο πειραμάτων για όλες τις σειμικές διεγέρσεις που χρησιμοποιήθηκαν. Σύγκριση των δύο συστημάτων σε όρους: (α) οριζόντιας μετατόπισης της κορυφής του τοίχου; και (β) διαφορικής καθίζησης σε σχέση με το έδαφος πίσω από αυτόν.



(α)



(γ)



(β)



(δ)

**Σχήμα 14** Σύγκριση της τελικής κατάστασης των δύο τοίχων μετά το πέρας των πειραμάτων. Φωτογραφίες: (α) και (β) του υπάρχοντος τοίχου; (γ) και (δ) του ενισχυμένου.



## ***Βιβλιογραφία***

Bertalot D (2012) *“Behaviour of shallow foundations on layered soil deposits containing loose saturated sands during earthquakes,”* PhD Thesis, University of Dundee, UK.

Brennan A. J., Knappett J. A., Bertalot D., Loli M., Anastasopoulos I., and Brown M. (2014) "Dynamic centrifuge modelling facilities at the University of Dundee and their application to studying seismic case histories," *Proc. 8th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics*, ICPMG '14, Perth, Australia, 14-17 January.

Garnier, J., Gaudin, C., Springman, S.M., et al., (2007). *“Catalogue of scaling laws and similitude questions in geotechnical centrifuge modelling”*. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 7(3):1-23. [doi:10. 1680/ijpmg.2007.7.3.01]

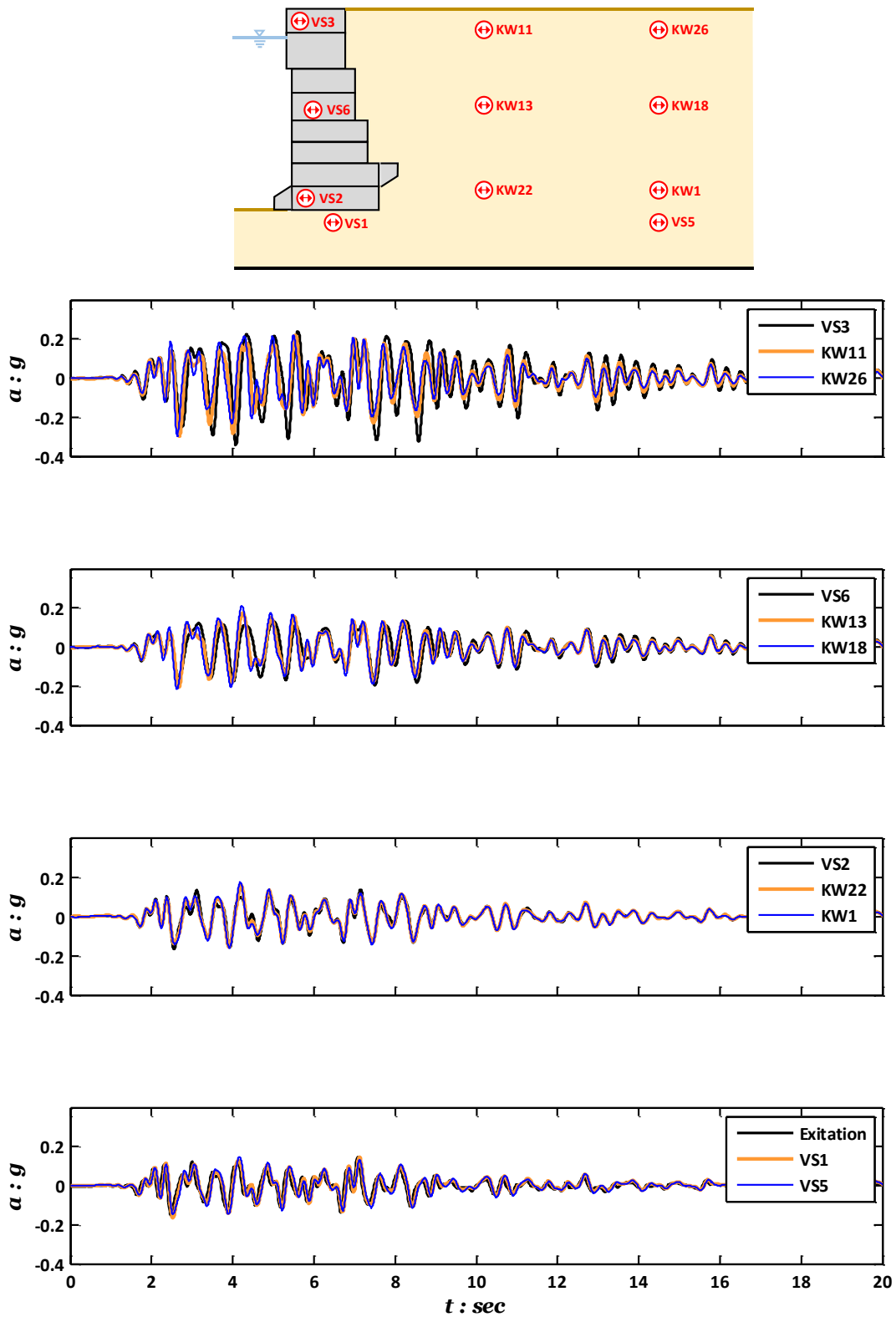
Kutter B. L. (1995). "Recent Advances in Centrifuge Modeling of Seismic Shaking," *Proceedings of the Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, Vol.2, pp. 927-942.

Pitilakis K., and Moutsakis A. (1989). *“Seismic analysis and behaviour of gravity retaining walls: The case of Kalamata harbour quay wall”*, *Soils and foundations*, 29 (1), pp. 1-17.

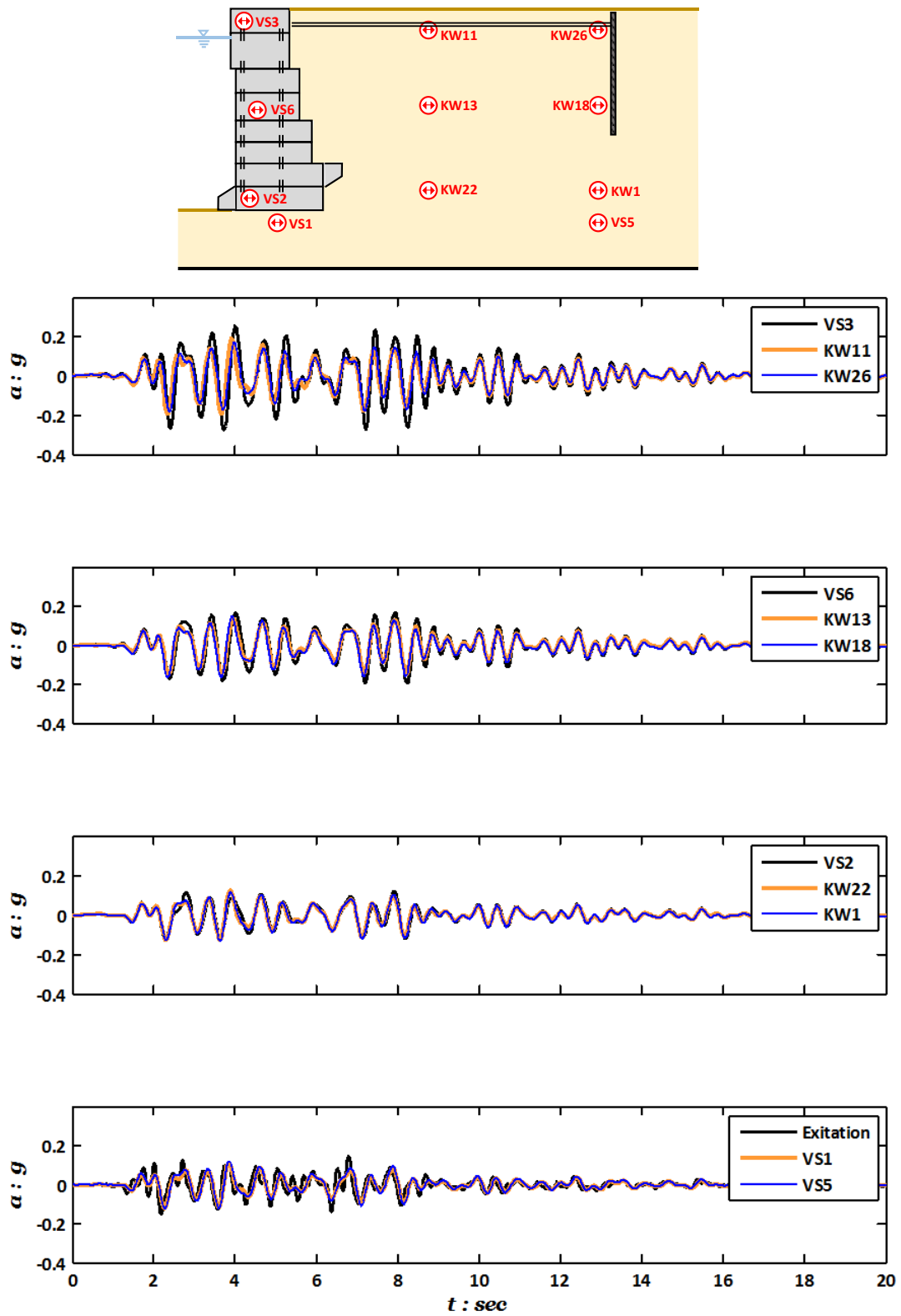
Schofield A.N. (1980). *“Cambridge geotechnical centrifuge operations”*, *Géotechnique*, 30(3): 227–268.

Taylor, R.N., (1995). *“Geotechnical Centrifuge Technology”*. *Blackie Academic and Professional, London*.

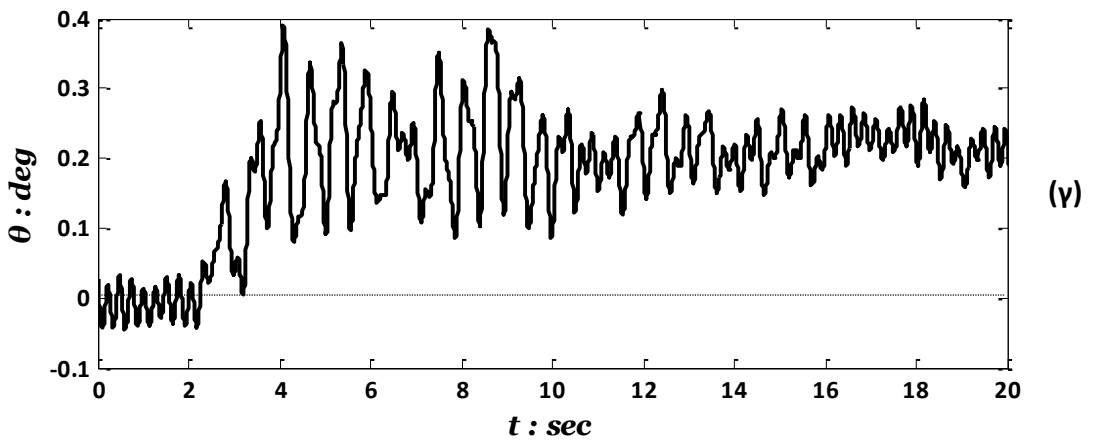
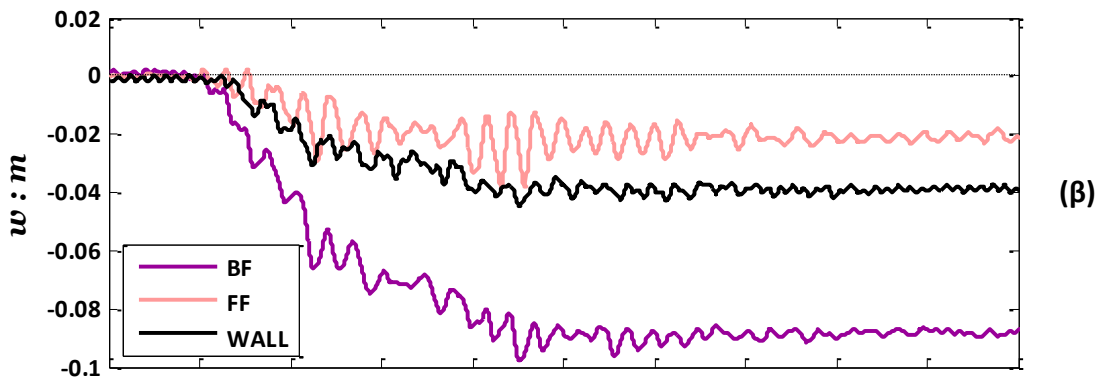
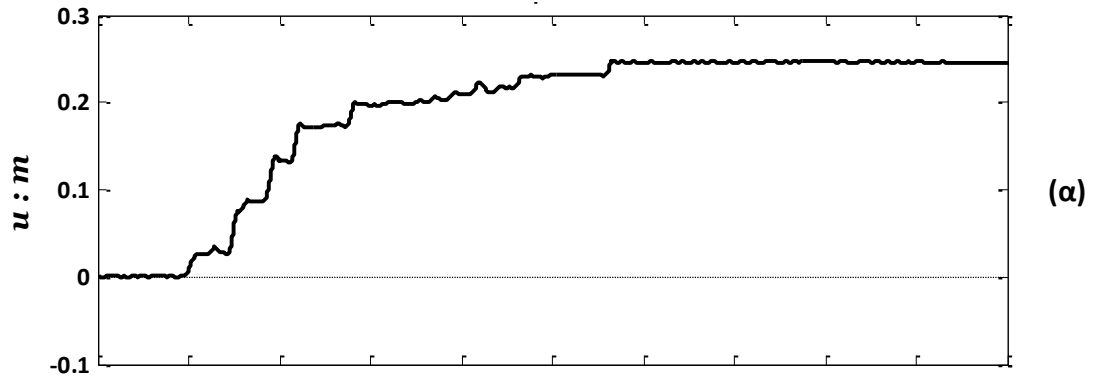
## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ**



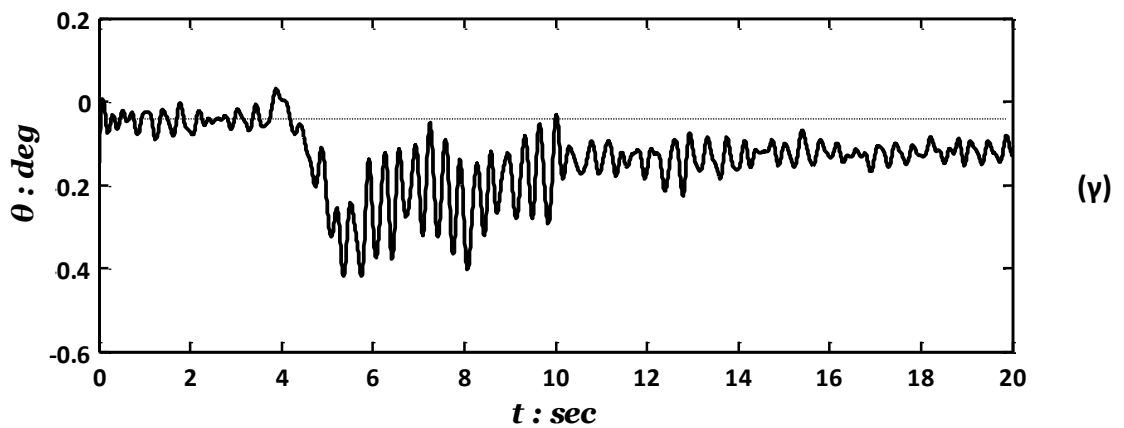
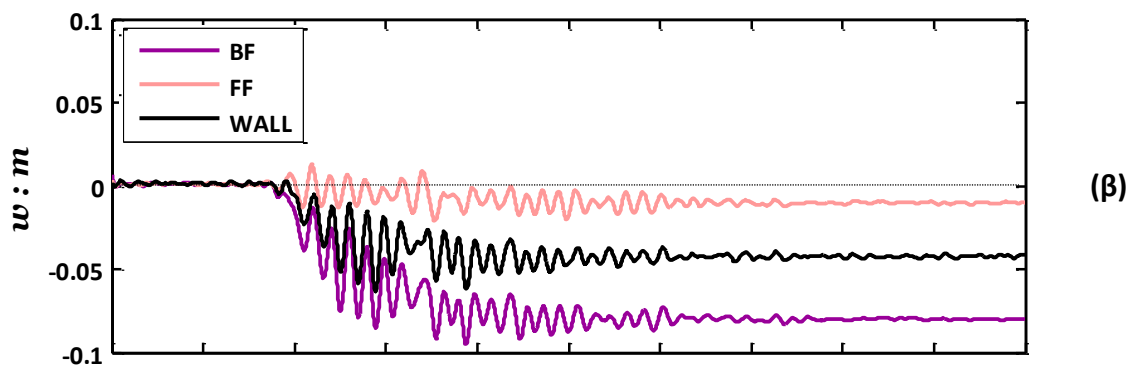
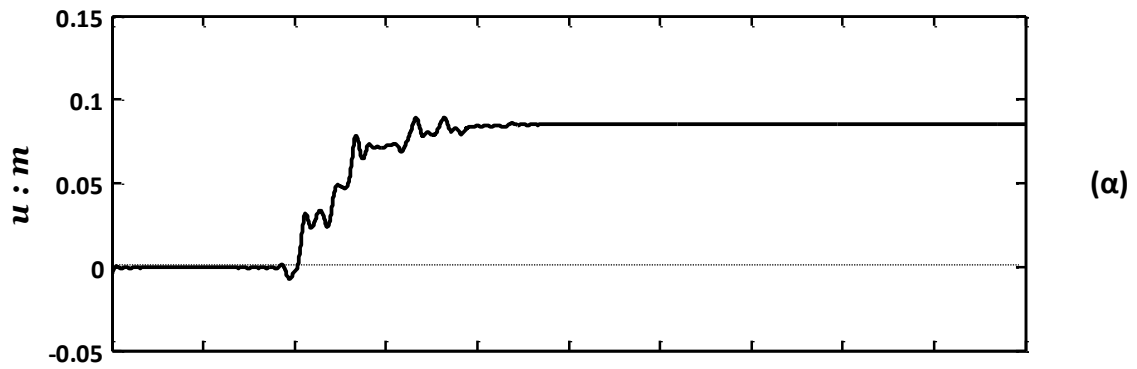
**Σχήμα 15** Χρονοιστορίες επιταχύνσεων που καταγράφηκαν σε χαρακτηριστικά σημεία του ομοιώματος του υπάρχοντος τοίχου κατά την διέγερση με την καταγραφή AM043 από τον σεισμό της L’Aquila (Ιταλία, 2009).



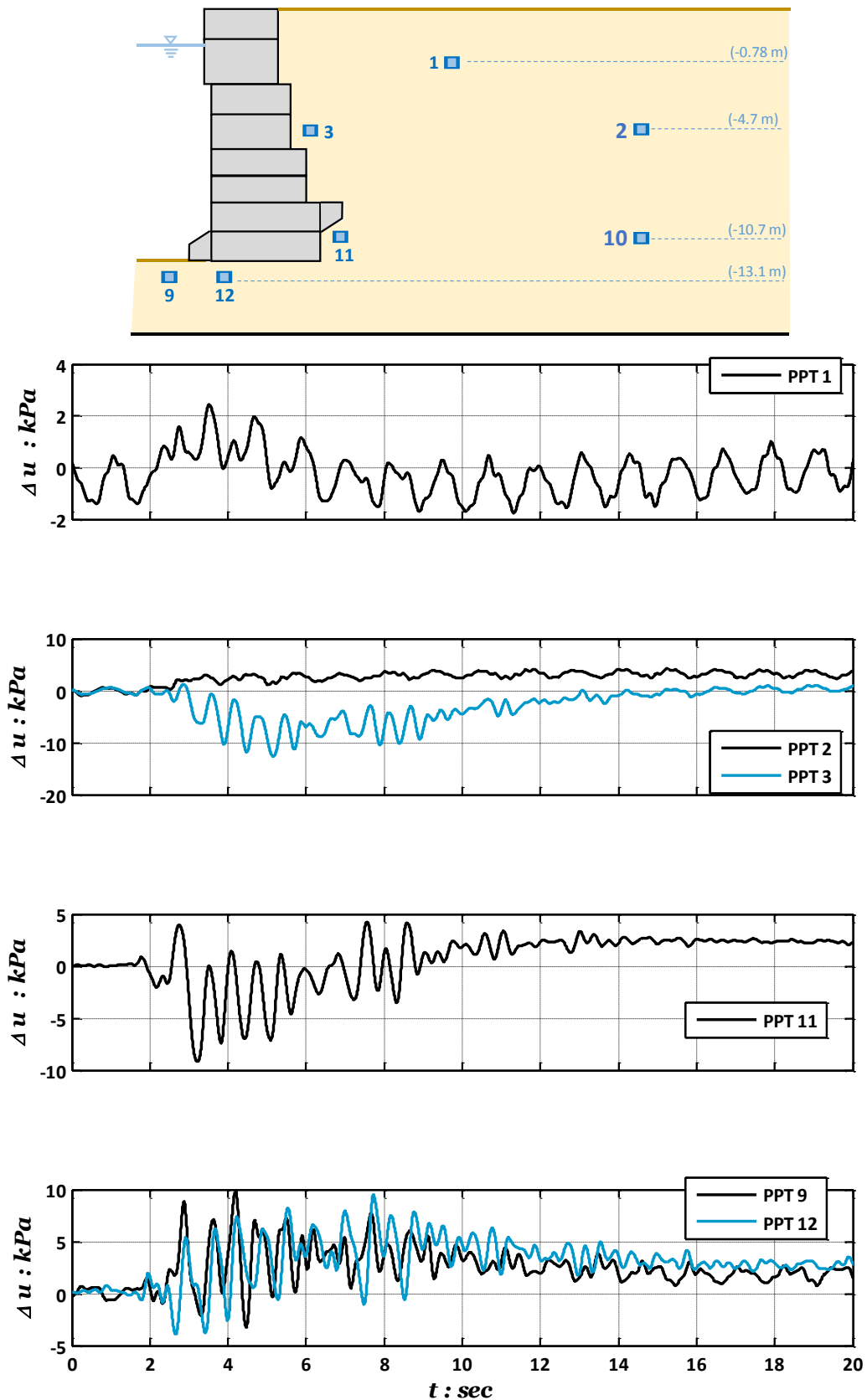
**Σχήμα 16** Χρονοιστορίες επιταχύνσεων που καταγράφηκαν σε χαρακτηριστικά σημεία του ομοιώματος του ενισχυμένου τοίχου κατά την διέγερση με την καταγραφή AM043 από τον σεισμό της L'Aquila (Ιταλία, 2009).



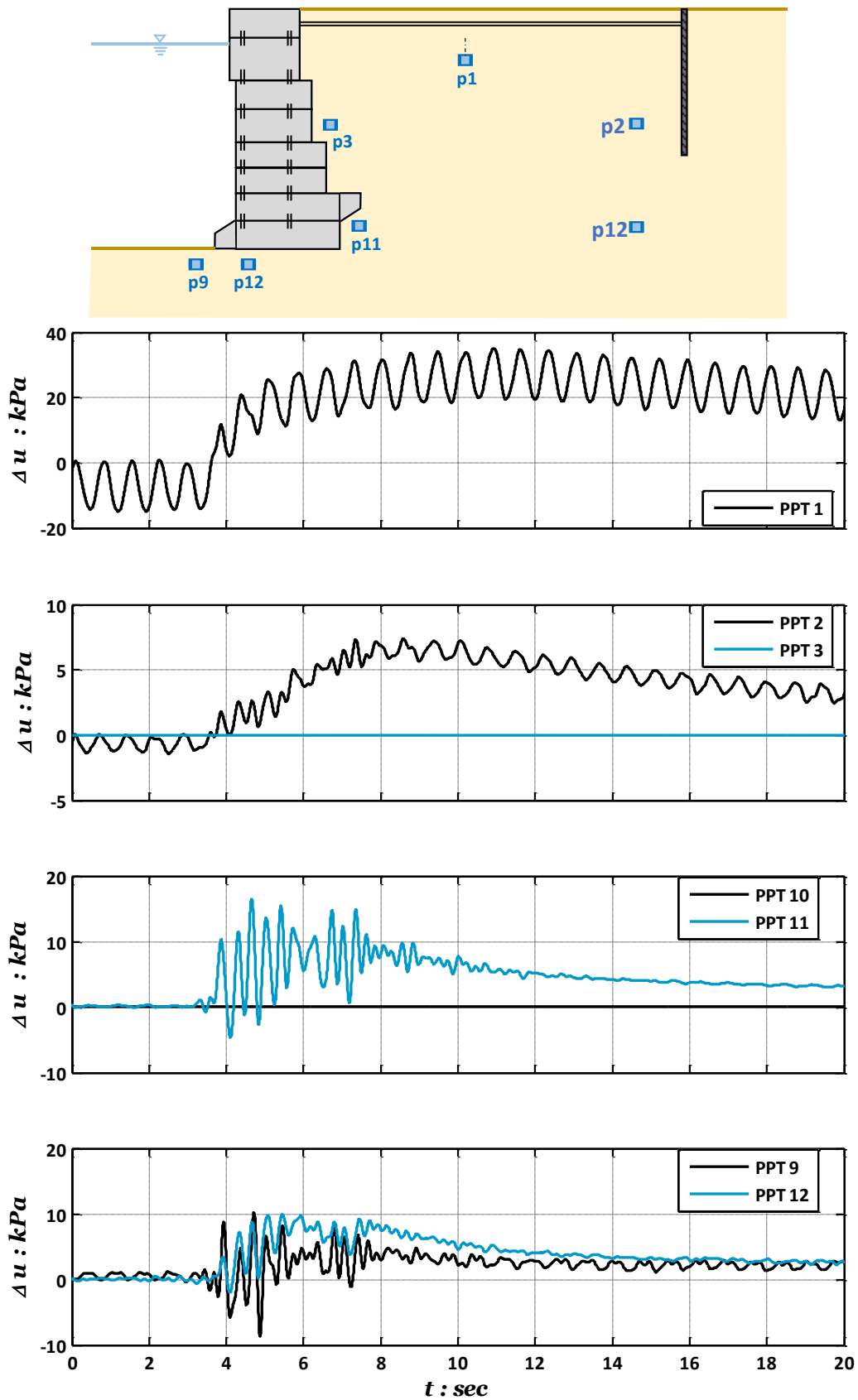
**Σχήμα 17** Απόκριση του *υπάρχοντος τοίχου* σε όρους καταγεγραμμένων μετακινήσεων κατά την διέγερση με την καταγραφή AM043 από τον σεισμό της L'Aquila (Ιταλία, 2009): (α) οριζόντια μετακίνηση της κορυφής του τοίχου; (β) καθιζήσεις του τοίχου (WALL) του εδάφους πίσω από αυτόν (BF) και του ελεύθερου πεδίου (FF); και (γ) στροφή του τοίχου.



**Σχήμα 18** Απόκριση του ενισχυμένου τοίχου σε όρους καταγεγραμμένων μετακινήσεων κατά την διέγερση με την καταγραφή AM043 από τον σεισμό της L'Aquila (Ιταλία, 2009): (α) οριζόντια μετακίνηση της κορυφής του τοίχου; (β) καθιζήσεις του τοίχου (WALL) του εδάφους πίσω από αυτόν (BF) και του ελεύθερου πεδίου (FF); και (γ) στροφή του τοίχου.

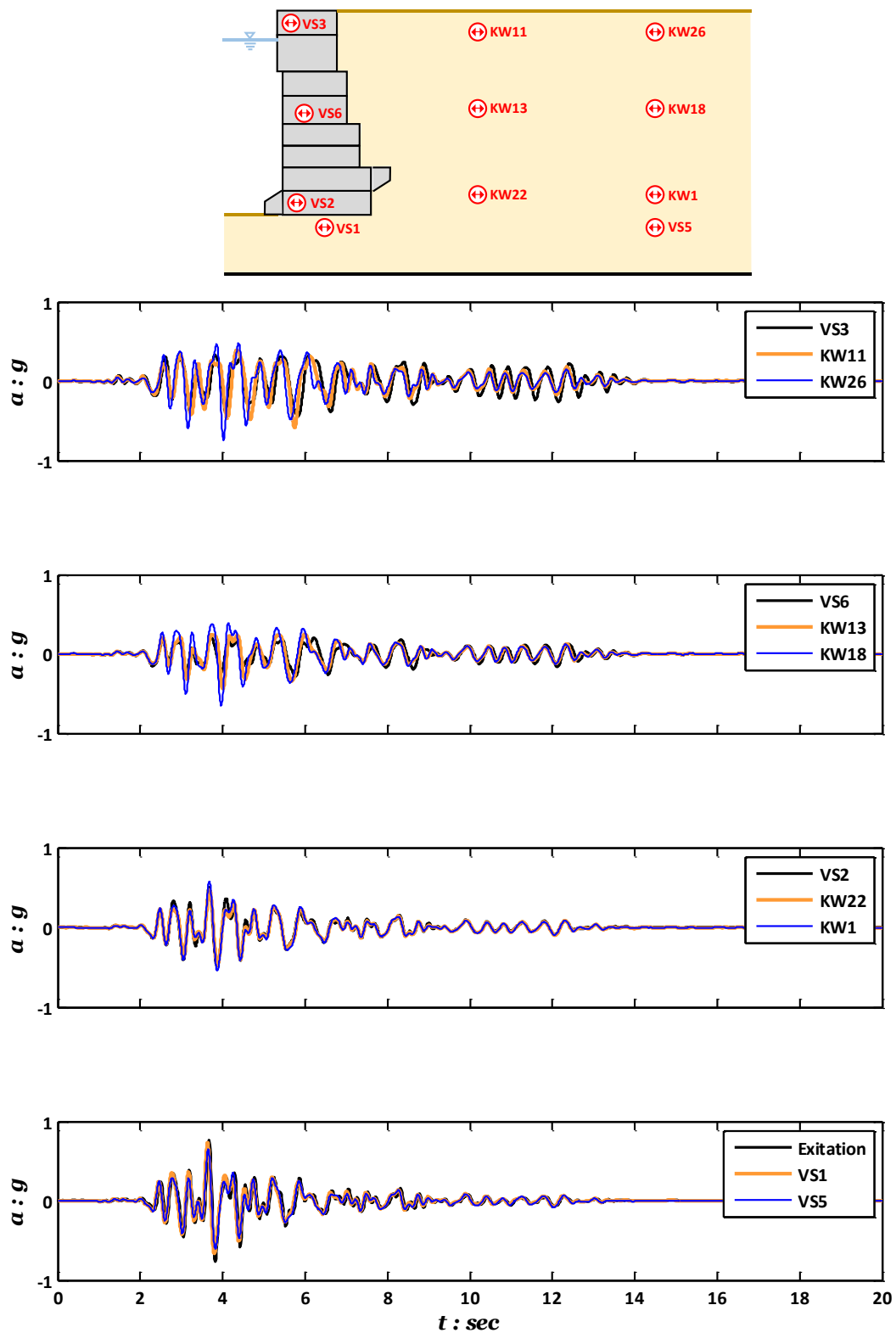


**Σχήμα 19** Χρονοιστορίες υπερπίεσης πόρων που καταγράφηκαν σε χαρακτηριστικά σημεία του ομοιώματος του υπάρχοντος τοίχου κατά την διέγερση με την καταγραφή AM043 από τον σεισμό της L'Aquila (Ιταλία, 2009).

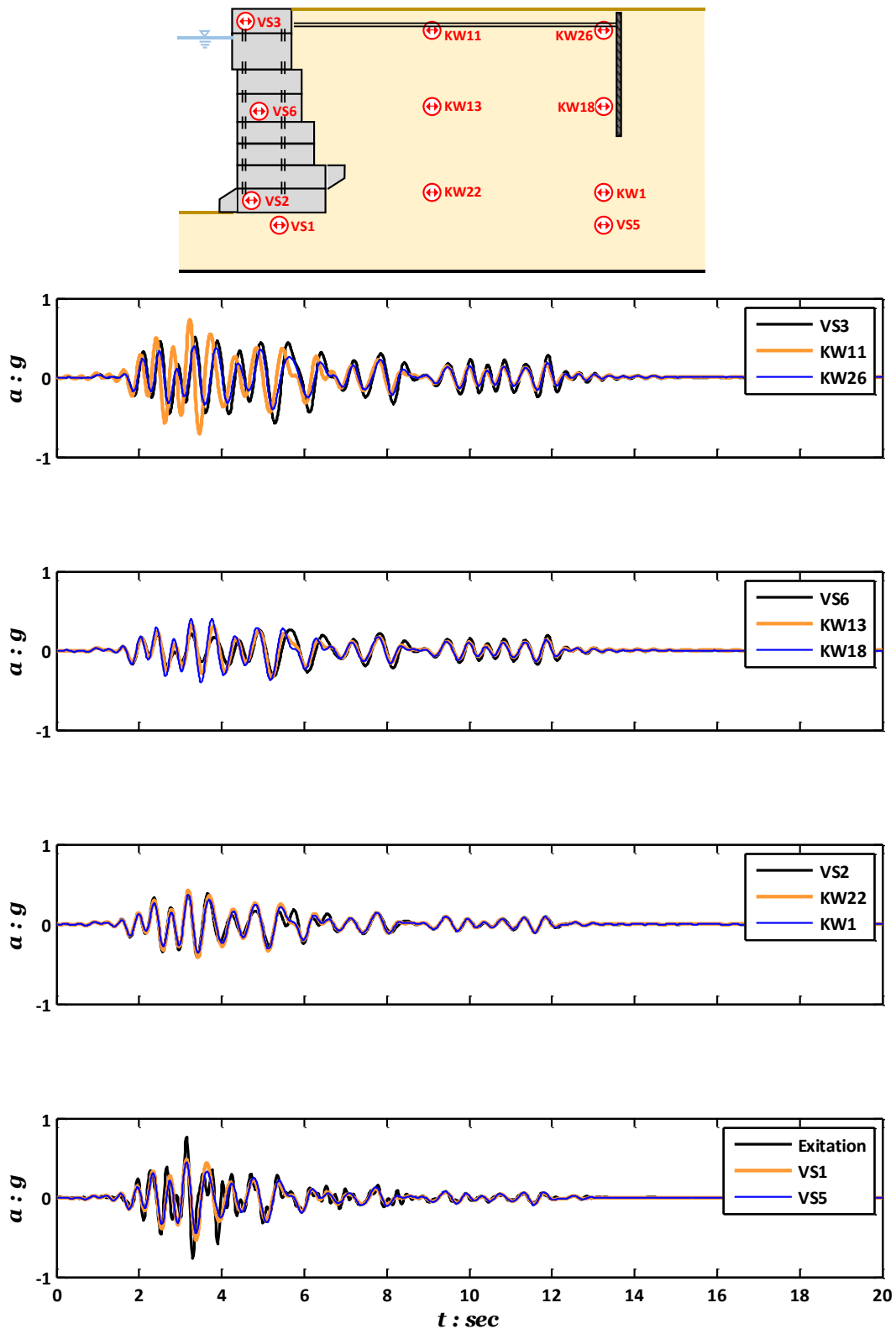


**Σχήμα 20** Χρονοιστορίες υπερπίεσης πόρων που καταγράφηκαν σε χαρακτηριστικά σημεία του ομοιώματος του υπάρχοντος τοίχου κατά την διέγερση με την καταγραφή AM043 από τον σεισμό της L'Aquila (Ιταλία, 2009).

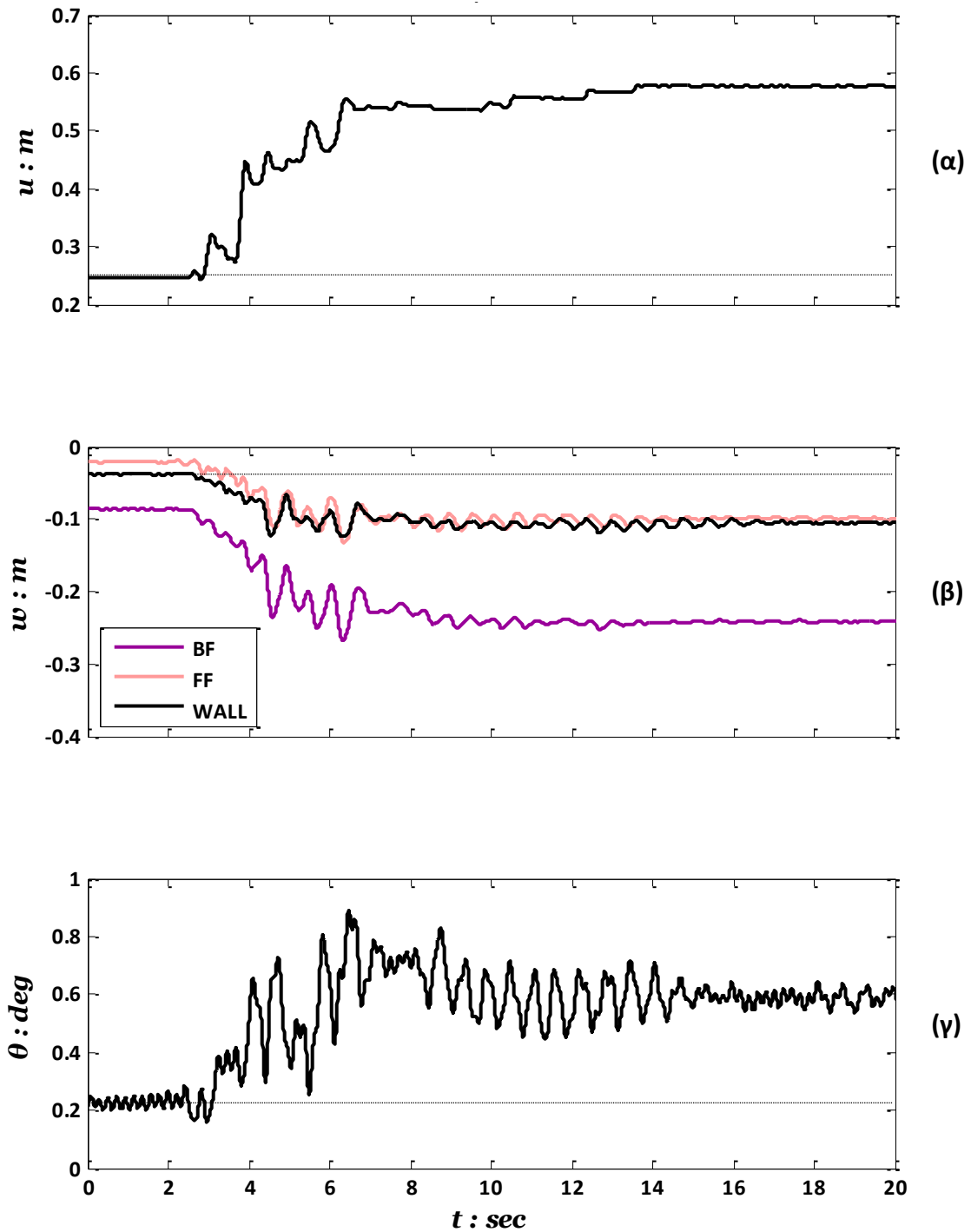




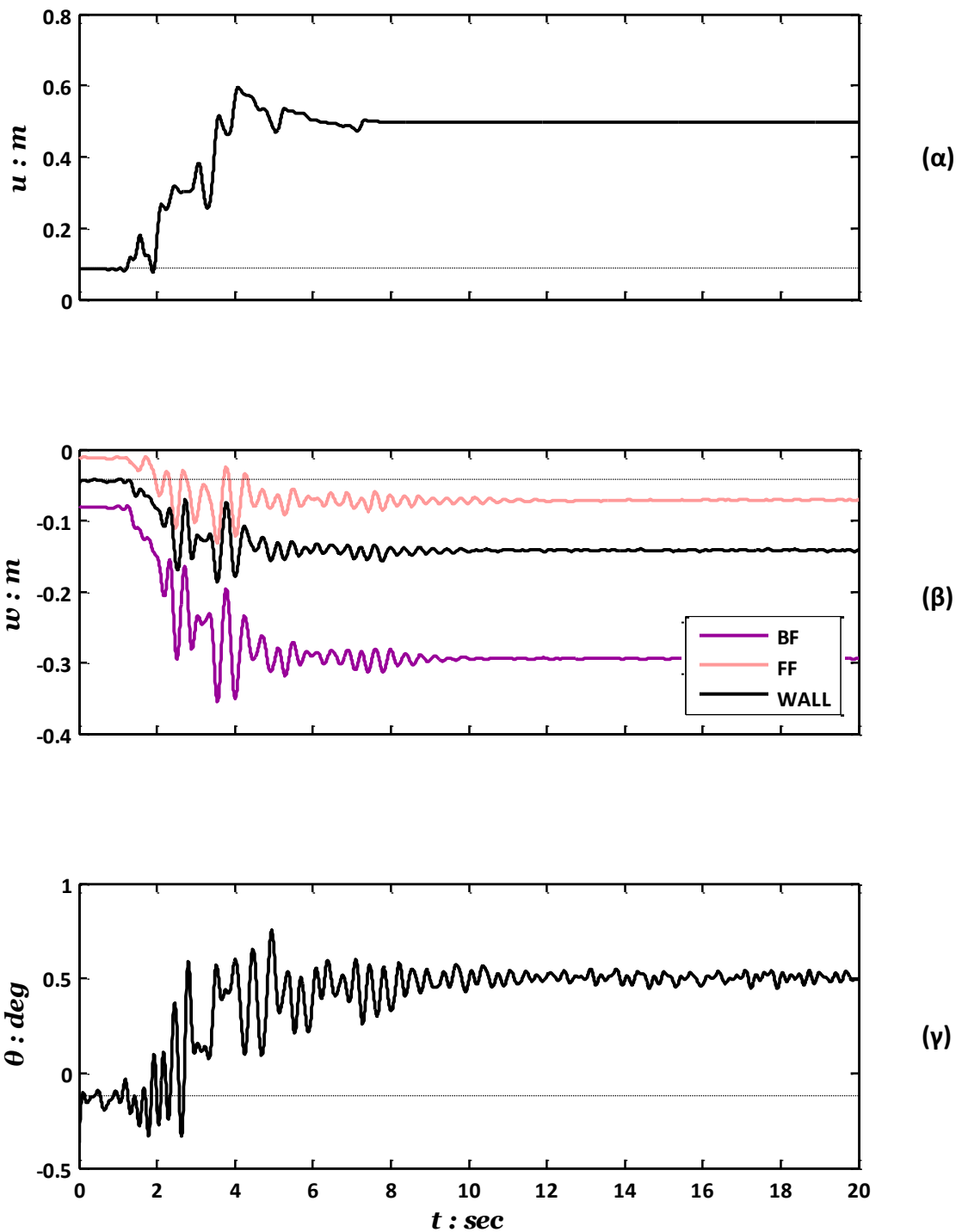
**Σχήμα 21** Χρονοιστορίες επιταχύνσεων που καταγράφηκαν σε χαρακτηριστικά σημεία του ομοιώματος του υπάρχοντος τοίχου κατά την διέγερση με την καταγραφή Χαβριάτα από τον σεισμό του 2014 στην Κεφαλονιά.



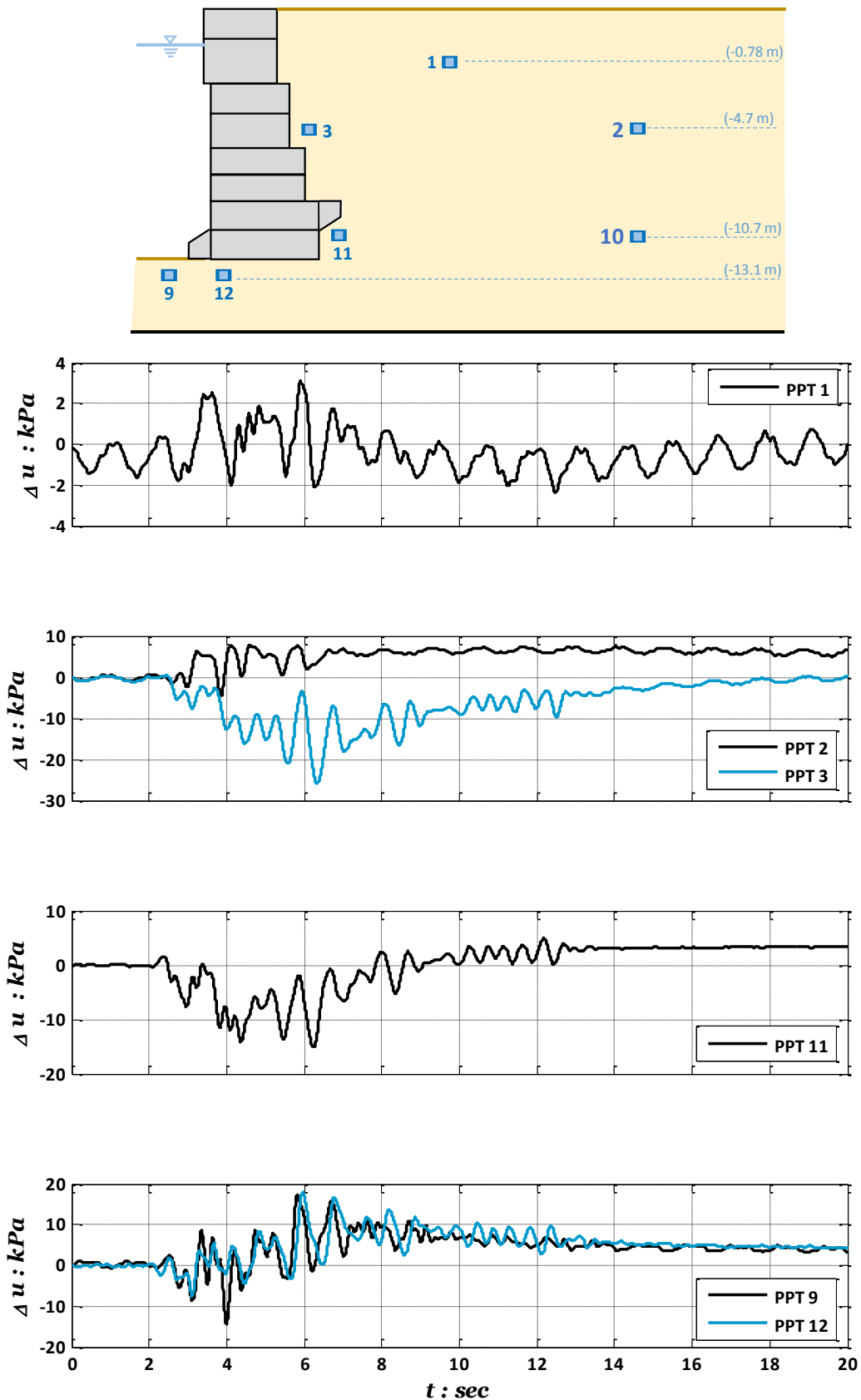
**Σχήμα 22** Χρονοιστορίες επιταχύνσεων που καταγράφηκαν σε χαρακτηριστικά σημεία του ομοιώματος του ενισχυμένου τείχους κατά την διέγερση με την καταγραφή Χαβριάτα από τον σεισμό του 2014 στην Κεφαλονιά.



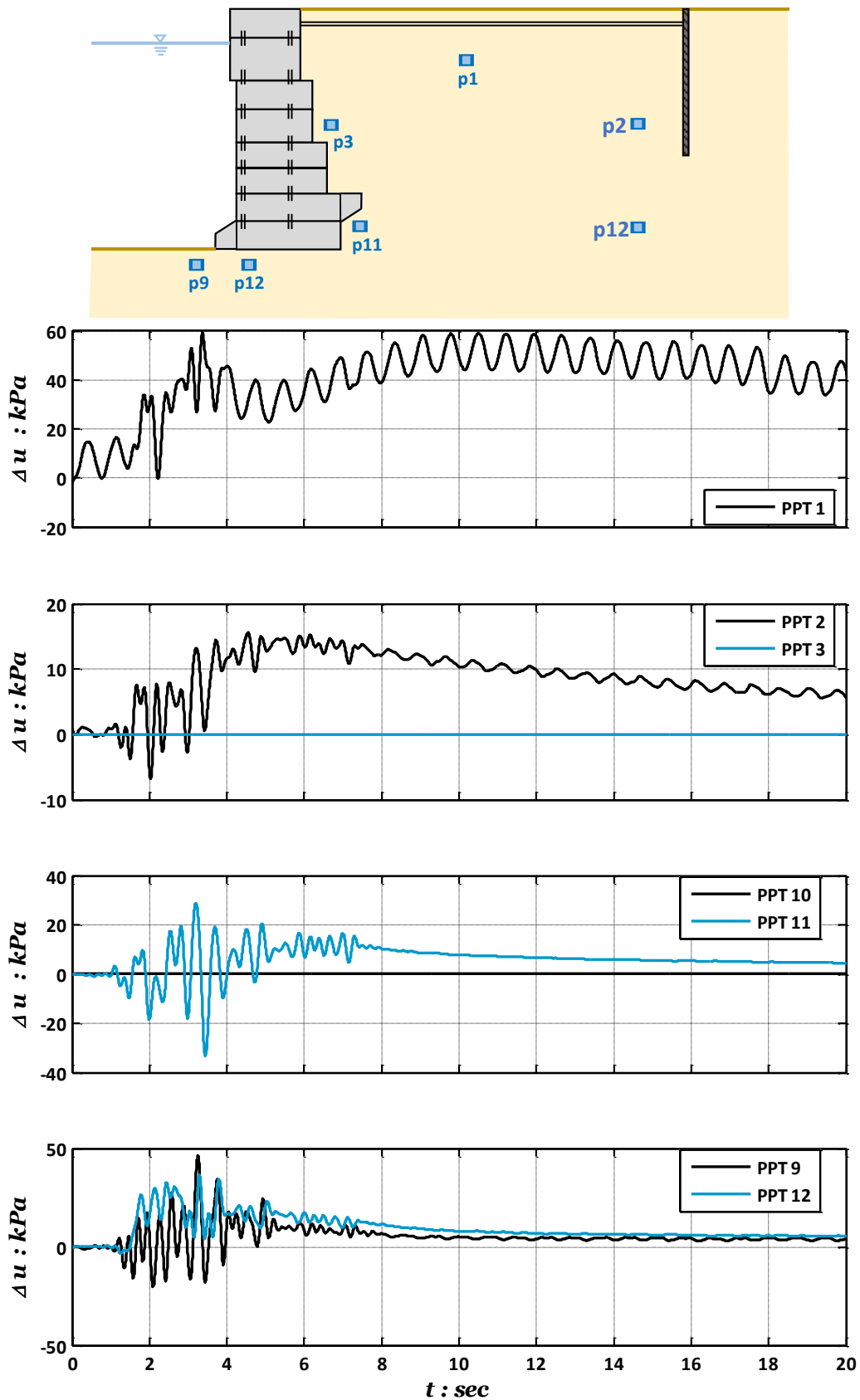
**Σχήμα 23** Απόκριση του υπάρχοντος τοίχου σε όρους καταγεγραμμένων μετακινήσεων κατά την διέγερση με την καταγραφή Χαβριάτα από τον σεισμό του 2014 στην Κεφαλονιά: (α) οριζόντια μετακίνηση της κορυφής του τοίχου; (β) καθιζήσεις του τοίχου (WALL) του εδάφους πίσω από αυτόν (BF) και του ελεύθερου πεδίου (FF); και (γ) στροφή του τοίχου.



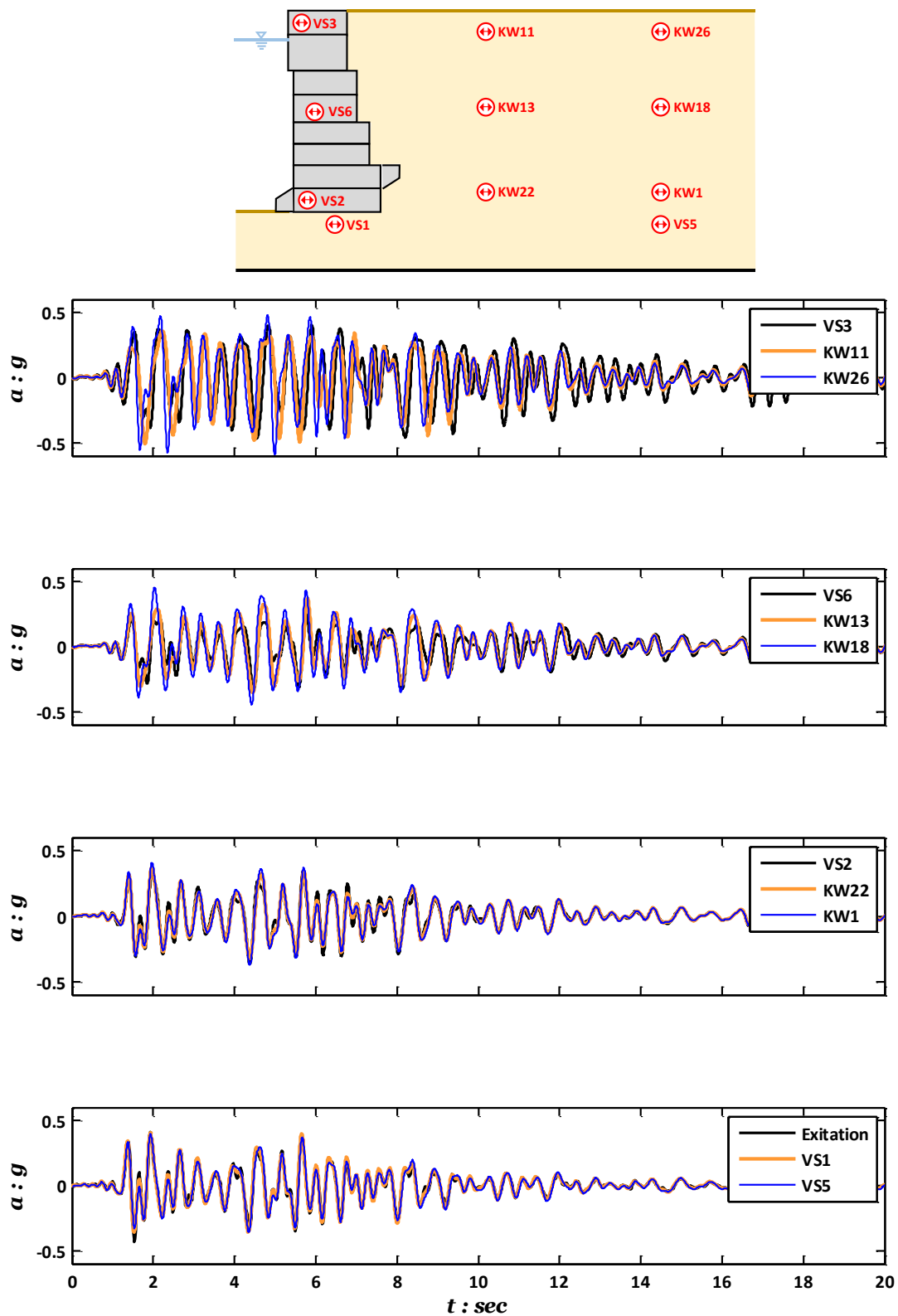
**Σχήμα 24** Απόκριση του ενισχυμένου τοίχου σε όρους καταγεγραμμένων μετακινήσεων κατά την διέγερση με την καταγραφή Χαβριάτα από τον σεισμό του 2014 στην Κεφαλονιά: (α) οριζόντια μετακίνηση της κορυφής του τοίχου; (β) καθιζήσεις του τοίχου (WALL) του εδάφους πίσω από αυτόν (BF) και του ελεύθερου πεδίου (FF); και (γ) στροφή του τοίχου.



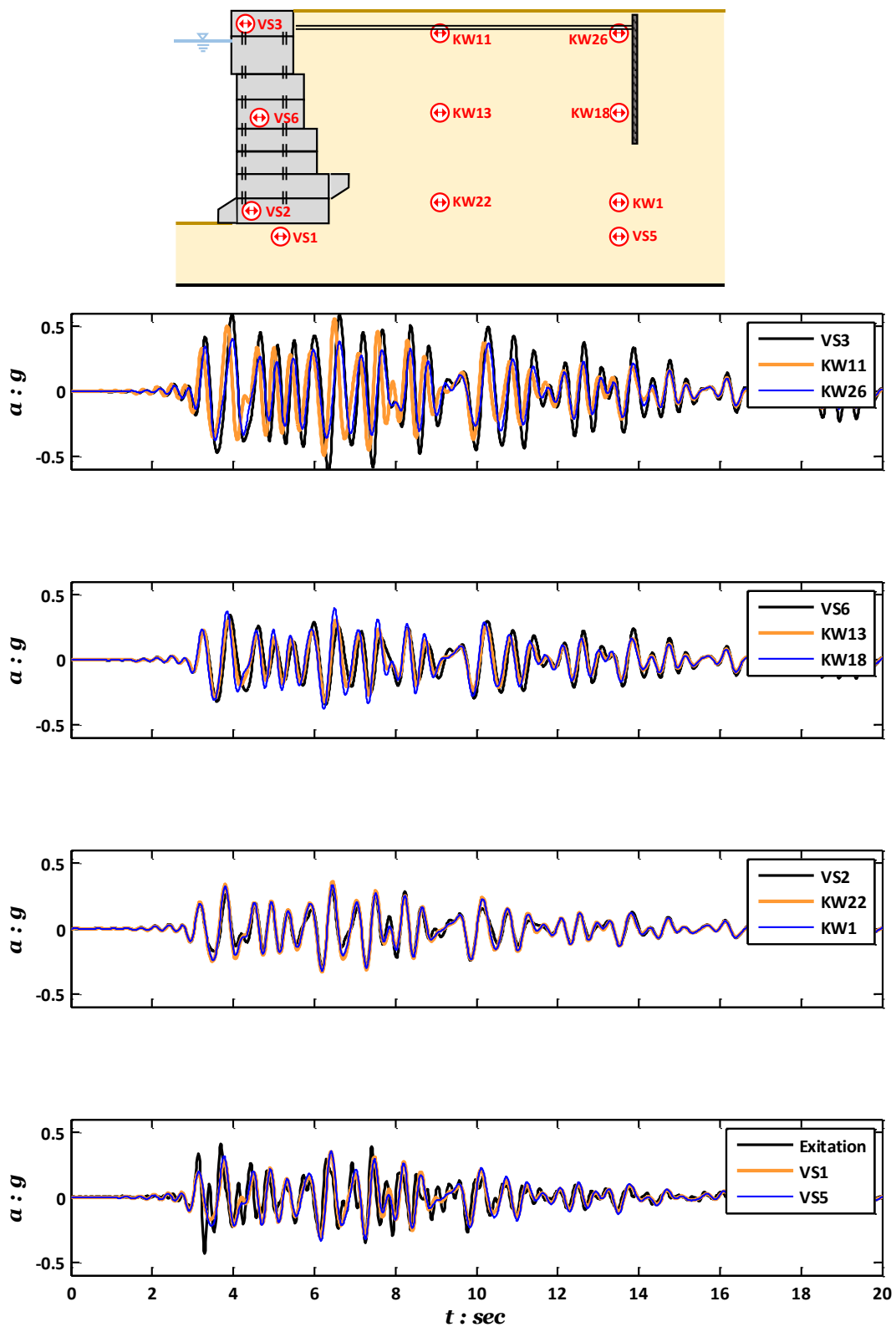
**Σχήμα 25** Χρονοιστορίες υπερπίεσης πόρων που καταγράφηκαν σε χαρακτηριστικά σημεία του ομοιώματος του υπάρχοντος τοίχου κατά την διέγερση με την καταγραφή Χαβριάτα από τον σεισμό του 2014 στην Κεφαλονιά.



**Σχήμα 26** Χρονοιστορίες υπερπίεσης πόρων που καταγράφηκαν σε χαρακτηριστικά σημεία του ομοιώματος του υπάρχοντος τοίχου κατά την διέγερση με την καταγραφή Χαβριάτα από τον σεισμό του 2014 στην Κεφαλονιά.

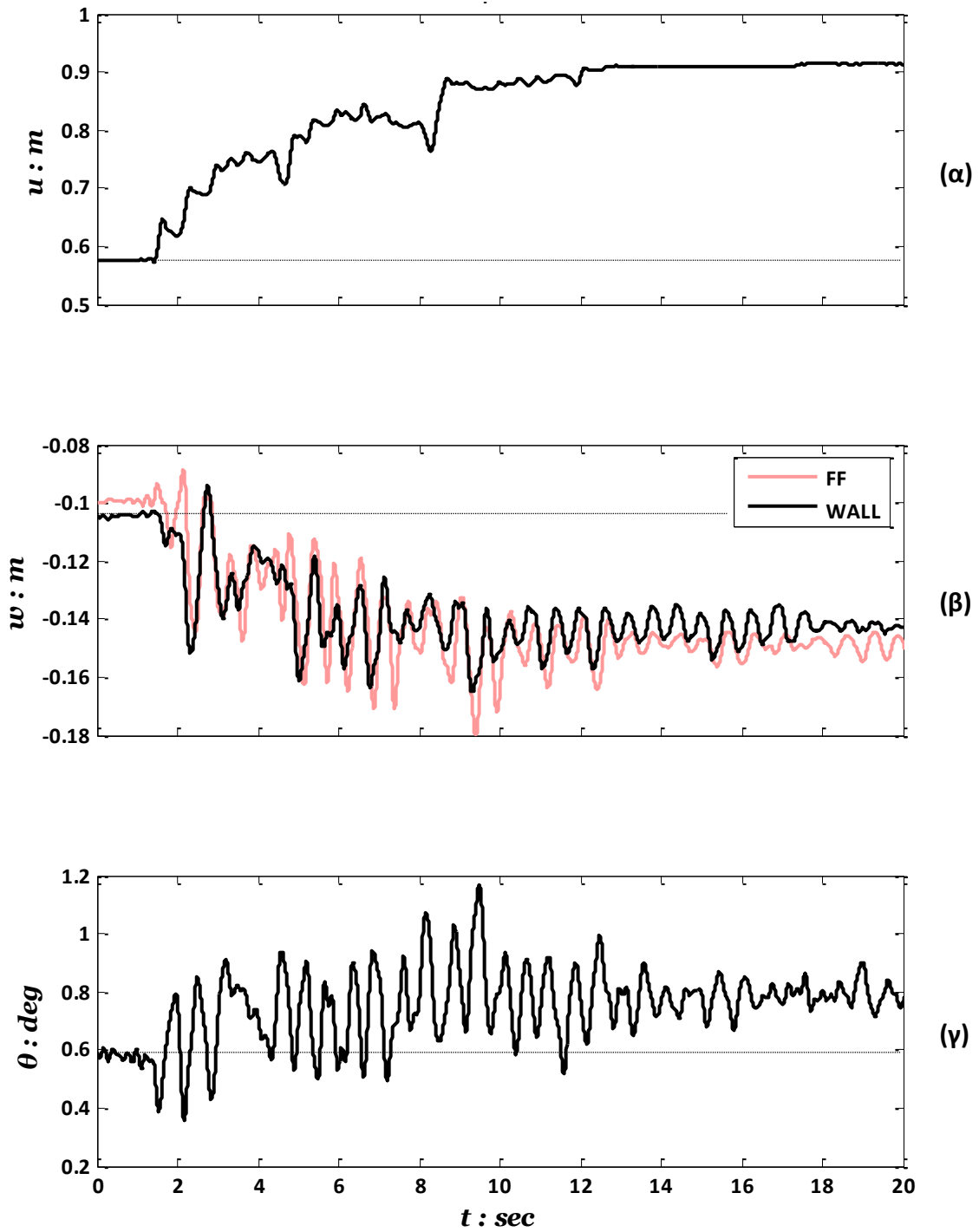


**Σχήμα 27** Χρονοιστορίες επιταχύνσεων που καταγράφηκαν σε χαρακτηριστικά σημεία του ομοιώματος του υπάρχοντος τοίχου κατά την διέγερση με την καταγραφή της Λευκάδας από τον σεισμό του 2003.

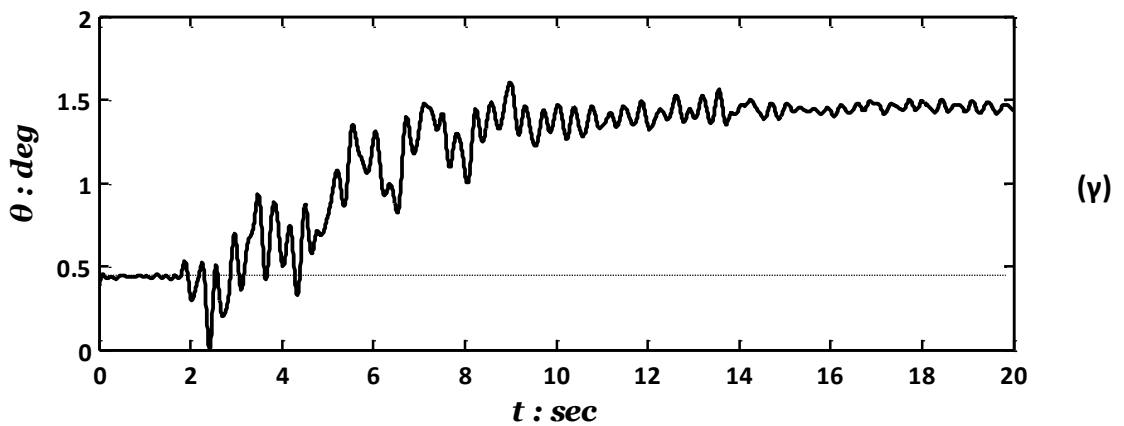
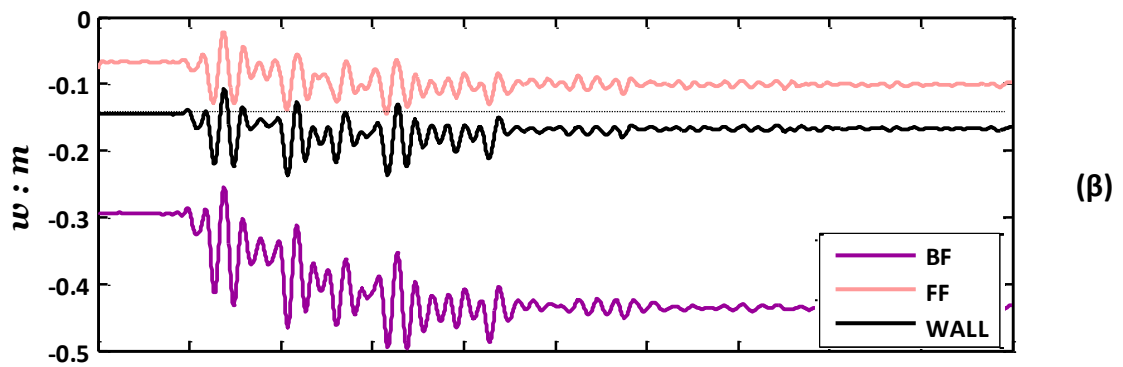
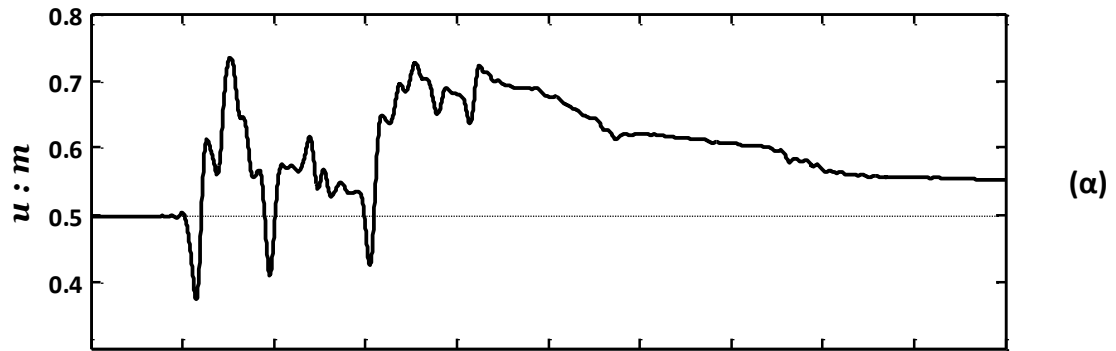


**Σχήμα 28** Χρονοιστορίες επιταχύνσεων που καταγράφηκαν σε χαρακτηριστικά σημεία του ομοιώματος του ενισχυμένου τοίχου κατά την διέγερση με την καταγραφή της Λευκάδας από τον σεισμό του 2003.

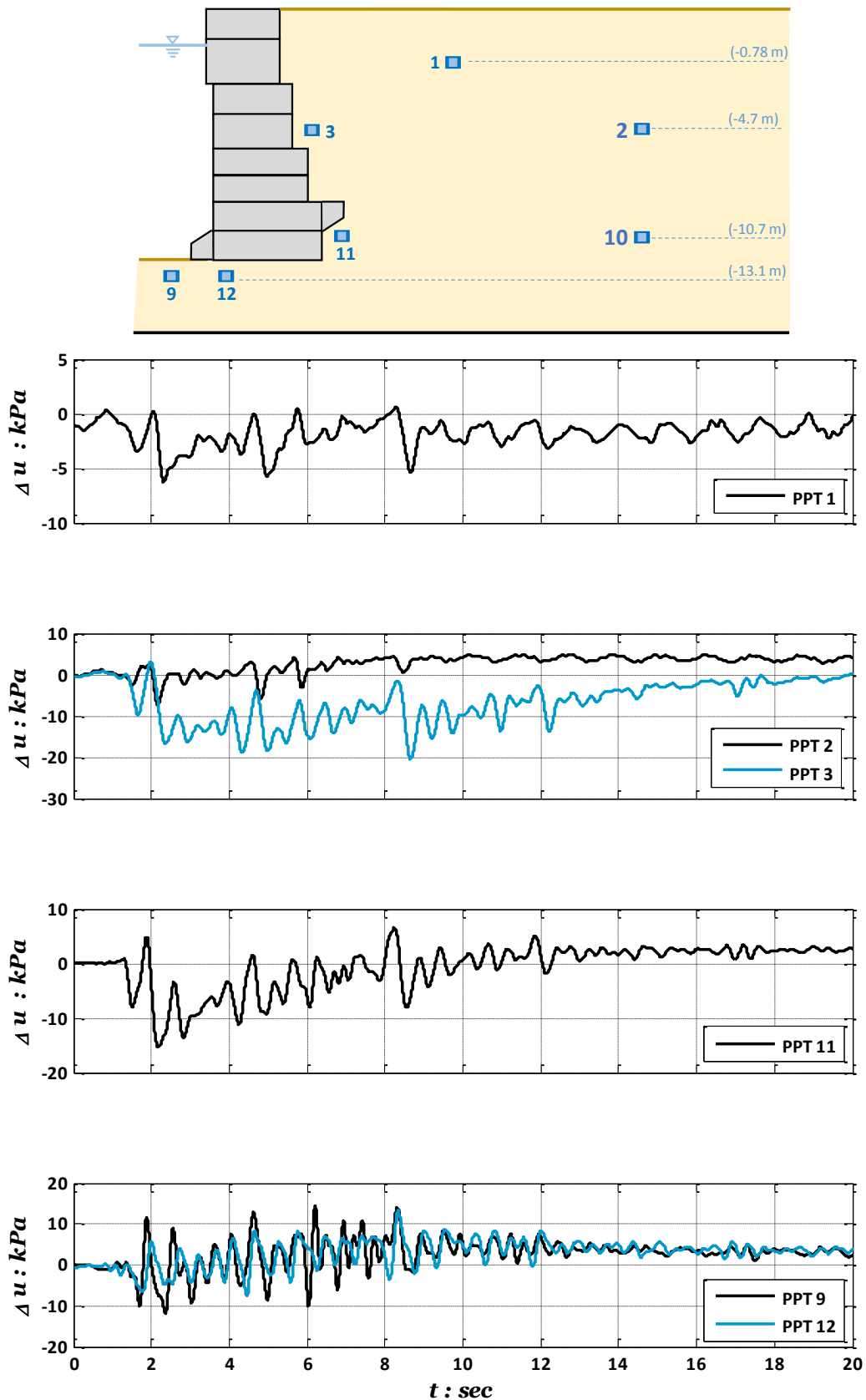




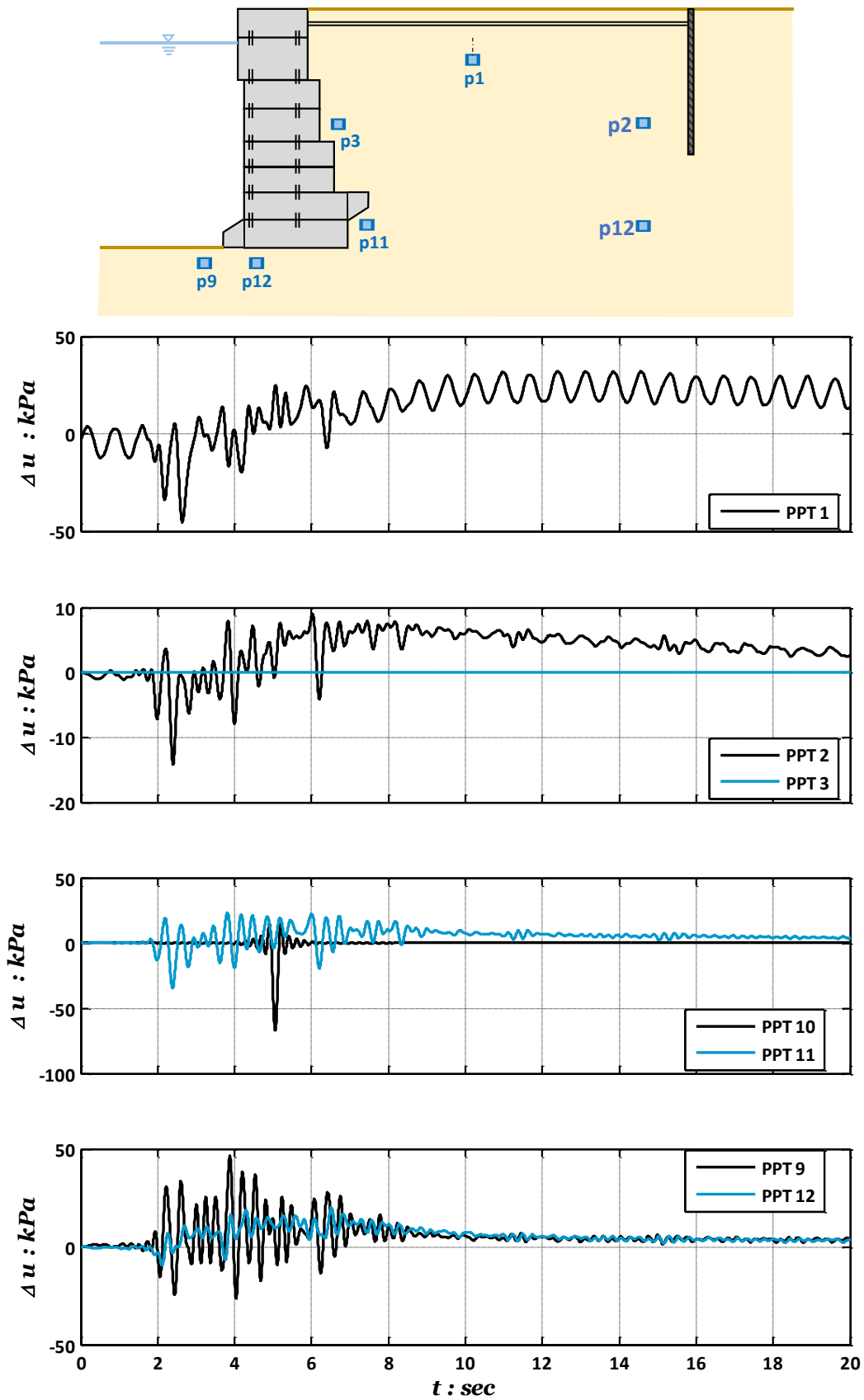
**Σχήμα 29** Απόκριση του *υπάρχοντος τοίχου* σε όρους καταγεγραμμένων μετακινήσεων κατά την διέγερση με την καταγραφή της Λευκάδας από τον σεισμό του 2003: (α) οριζόντια μετακίνηση της κορυφής του τοίχου; (β) καθιζήσεις του τοίχου (WALL) αι του ελεύθερου πεδίου (FF); και (γ) στροφή του τοίχου. Σημειώνεται ότι, λόγω απώλειας ενός μηκυσιομέτρου κατά τη διάρκεια του πειράματος, δεν υπάρχει μέτρηση της καθίζησης του εδάφους πίσω από τον τοίχο για αυτή την διέγερση.



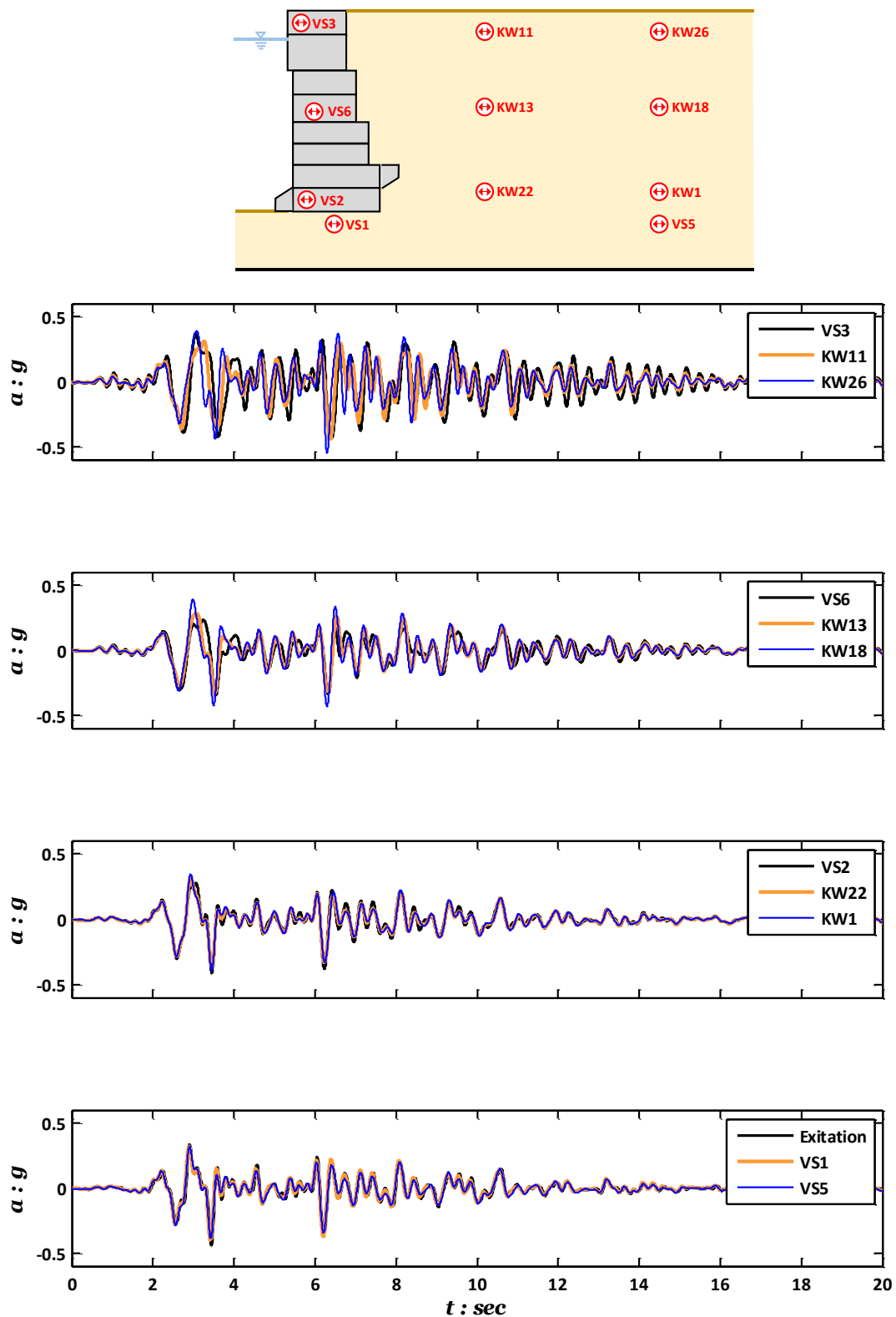
**Σχήμα 30** Απόκριση του ενισχυμένου τοίχου σε όρους καταγεγραμμένων μετακινήσεων κατά την διέγερση με την καταγραφή της Λευκάδας από τον σεισμό του 2003: (α) οριζόντια μετακίνηση της κορυφής του τοίχου; (β) καθιζήσεις του τοίχου (WALL) του εδάφους πίσω από αυτόν (BF) και του ελεύθερου πεδίου (FF); και (γ) στροφή του τοίχου.



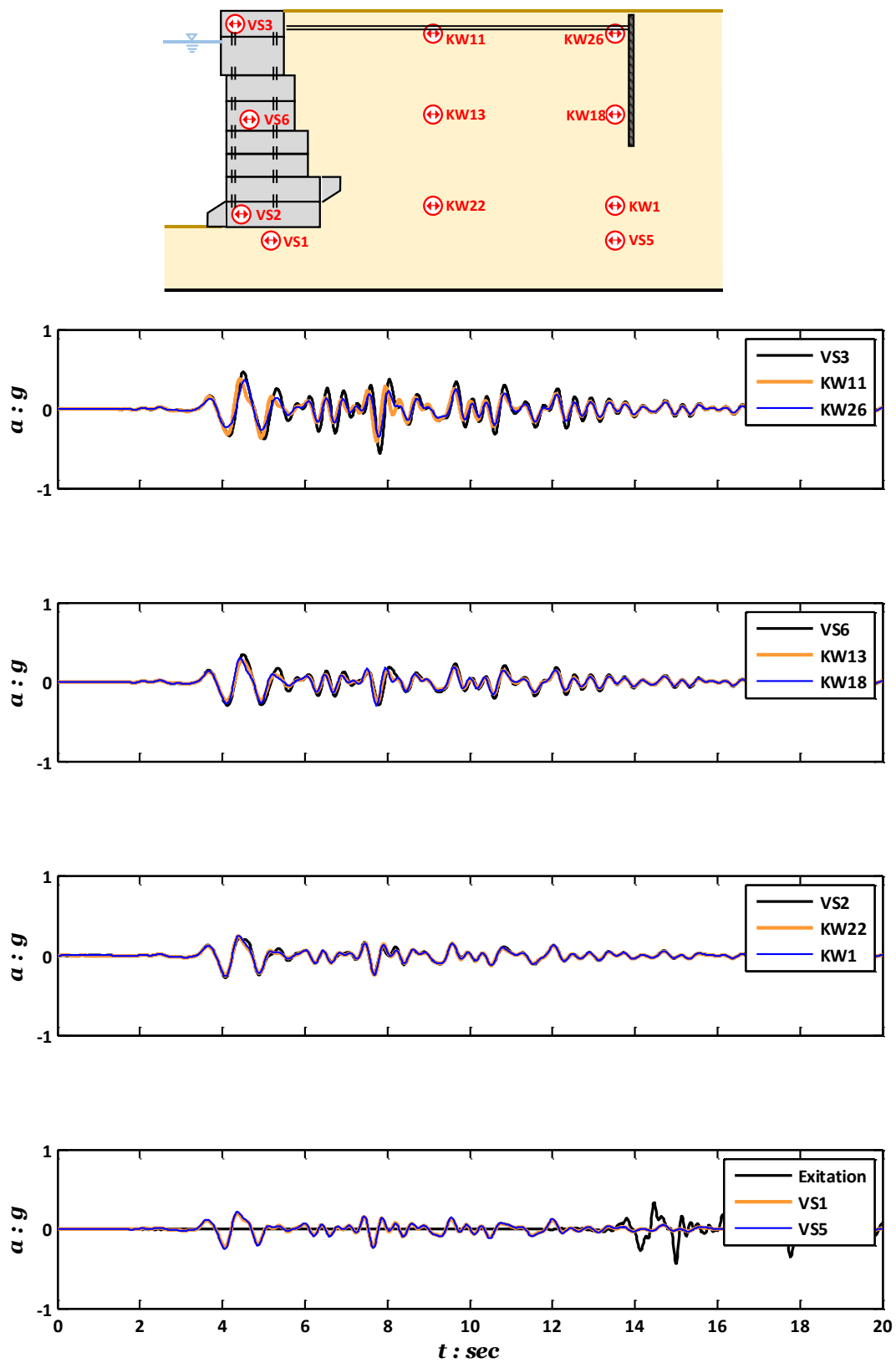
**Σχήμα 31** Χρονοιστορίες υπερπίεσης πόρων που καταγράφηκαν σε χαρακτηριστικά σημεία του ομοιώματος του υπάρχοντος τοίχου κατά την διέγερση με την καταγραφή της Λευκάδας από τον σεισμό του 2003.



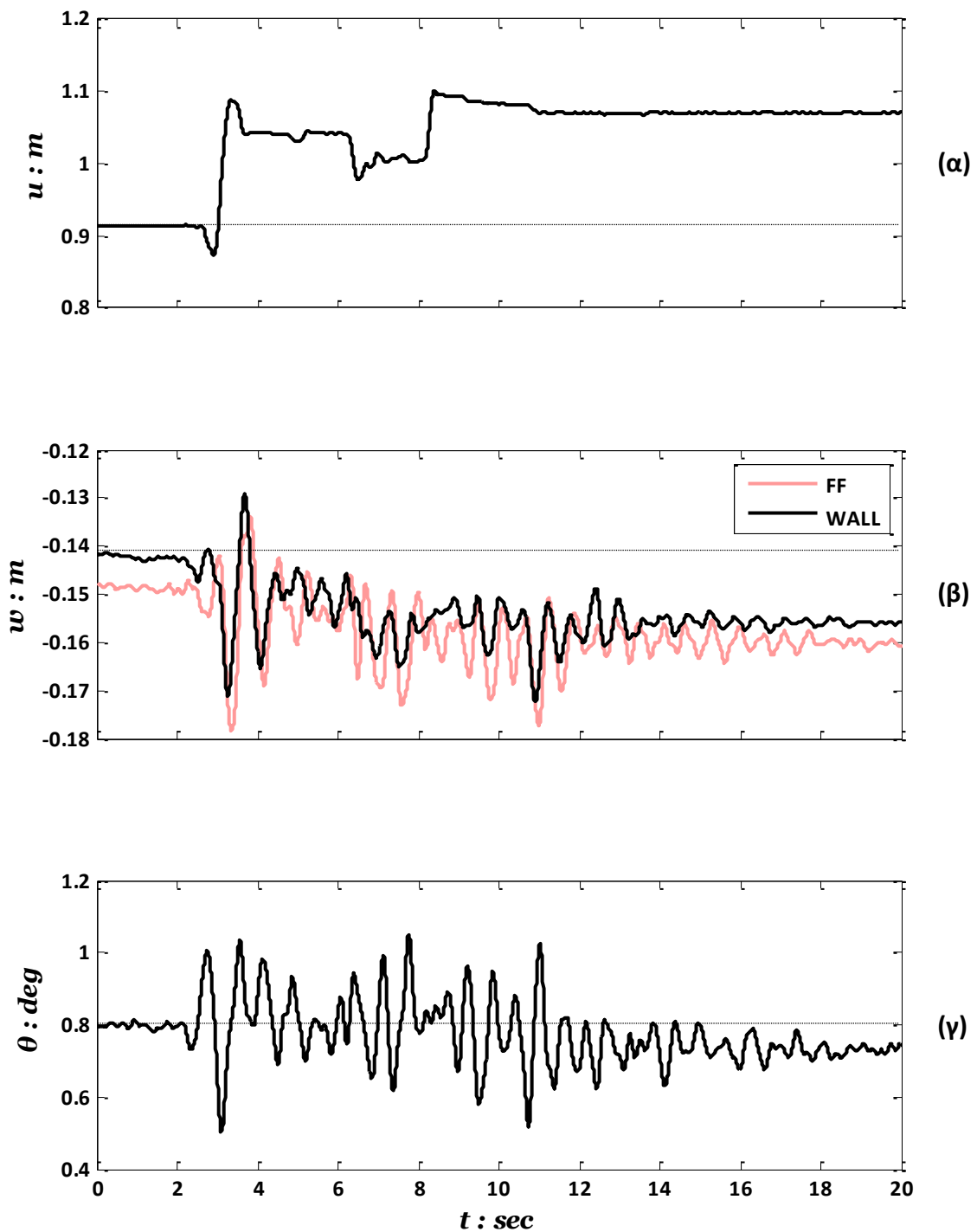
**Σχήμα 32** Χρονοιστορίες υπερπίεσης πόρων που καταγράφηκαν σε χαρακτηριστικά σημεία του ομοιώματος του ενισχυμένου τοίχου κατά την διέγερση με την καταγραφή της Λευκάδας από τον σεισμό του 2003.



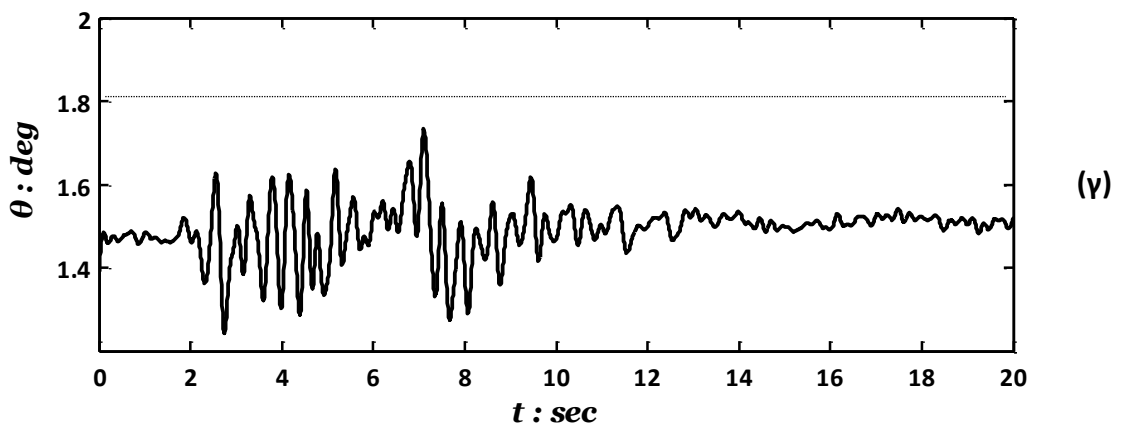
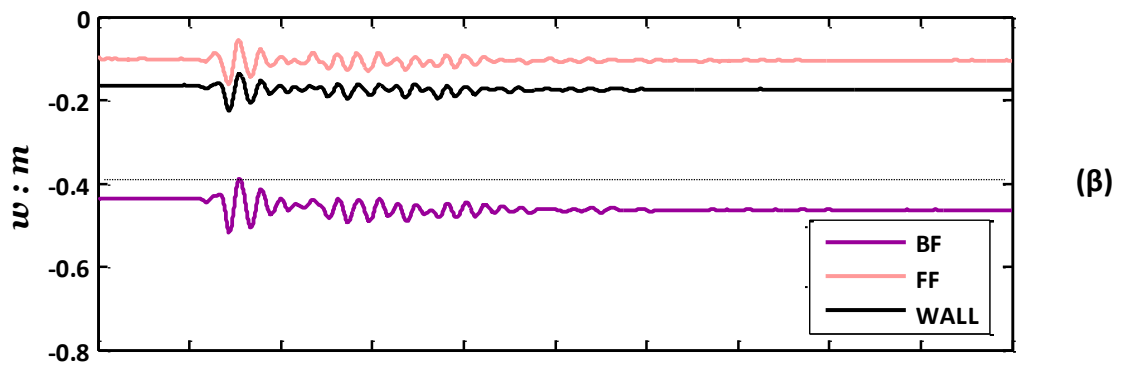
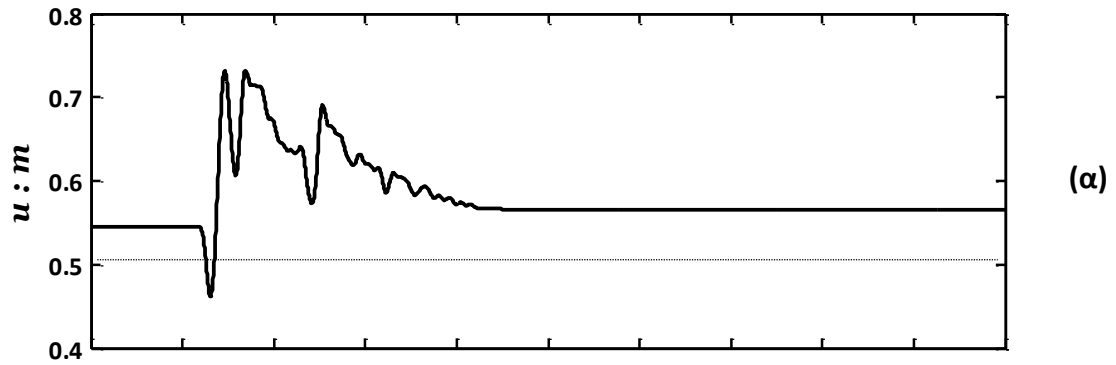
**Σχήμα 33** Χρονοιστορίες επιταχύνσεων που καταγράφηκαν σε χαρακτηριστικά σημεία του ομοιώματος του υπάρχοντος τοίχου κατά την διέγερση με την καταγραφή Port Island από τον σεισμό του Kobe (Ιαπωνία, 1995).



**Σχήμα 34** Χρονοιστορίες επιταχύνσεων που καταγράφηκαν σε χαρακτηριστικά σημεία του ομοιώματος του ενισχυμένου τοίχου κατά την διέγερση με την καταγραφή Port Island από τον σεισμό του Kobe (Ιαπωνία, 1995).

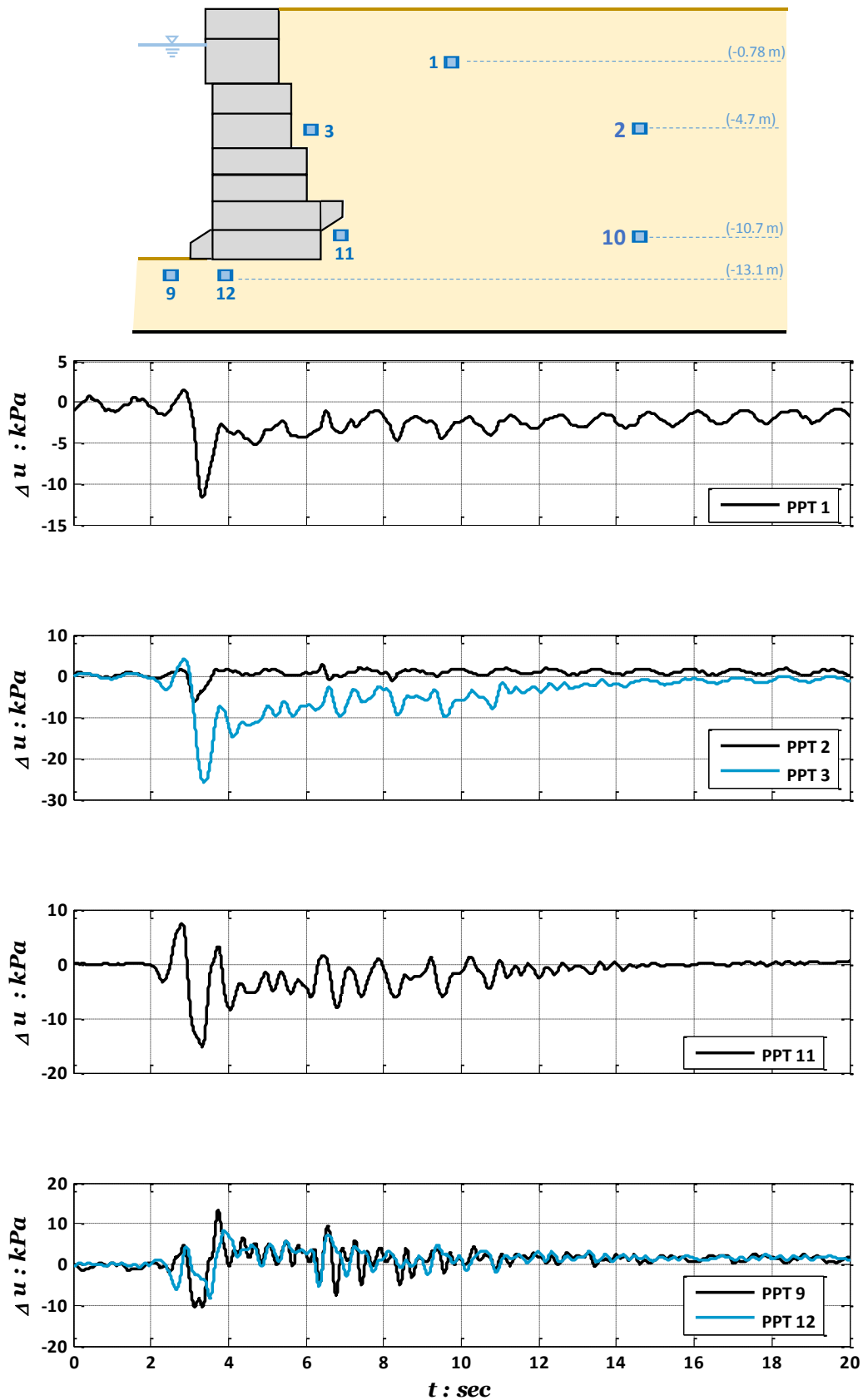


**Σχήμα 35** Απόκριση του *υπάρχοντος τοίχου* σε όρους καταγεγραμμένων μετακινήσεων κατά την διέγερση με την καταγραφή Port Island από τον σεισμό του Kobe (Ιαπωνία, 1995): (α) οριζόντια μετακίνηση της κορυφής του τοίχου; (β) καθιζήσεις του τοίχου (WALL) και του ελεύθερου πεδίου (FF); και (γ) στροφή του τοίχου. Σημειώνεται ότι, λόγω απώλειας ενός μηκυσιομέτρου κατά τη διάρκεια του πειράματος, δεν υπάρχει μέτρηση της καθιζήσης του εδάφους πίσω από τον τοίχο για αυτή την διέγερση.

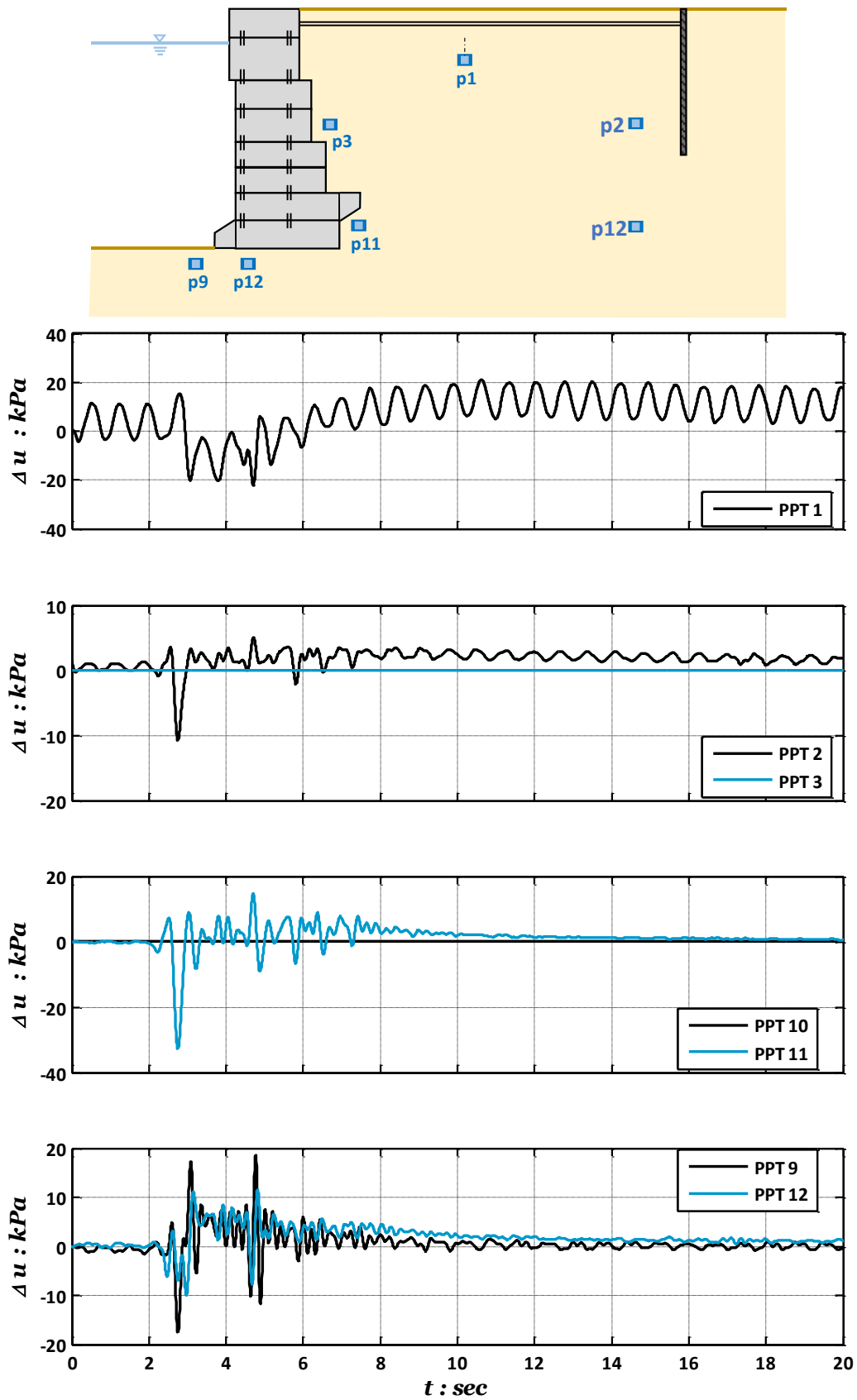


**Σχήμα 36** Απόκριση του ενισχυμένου τοίχου σε όρους καταγεγραμμένων μετακινήσεων κατά την διέγερση με την καταγραφή Port Island από τον σεισμό του Kobe (Ιαπωνία, 1995): (α) οριζόντια μετακίνηση της κορυφής του τοίχου; (β) καθιζήσεις του τοίχου (WALL) του εδάφους πίσω από αυτόν (BF) και του ελεύθερου πεδίου (FF); και (γ) στροφή του τοίχου.

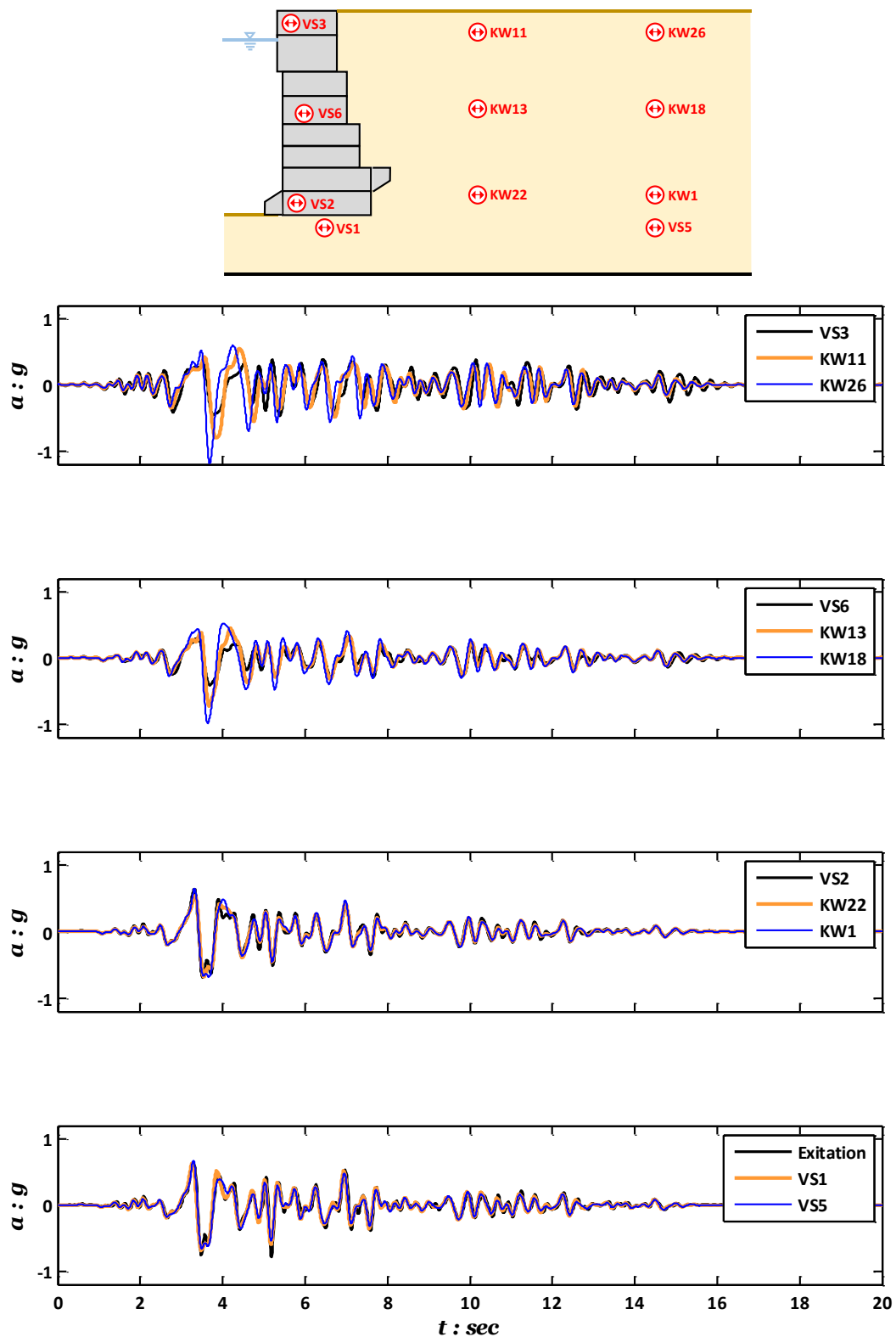




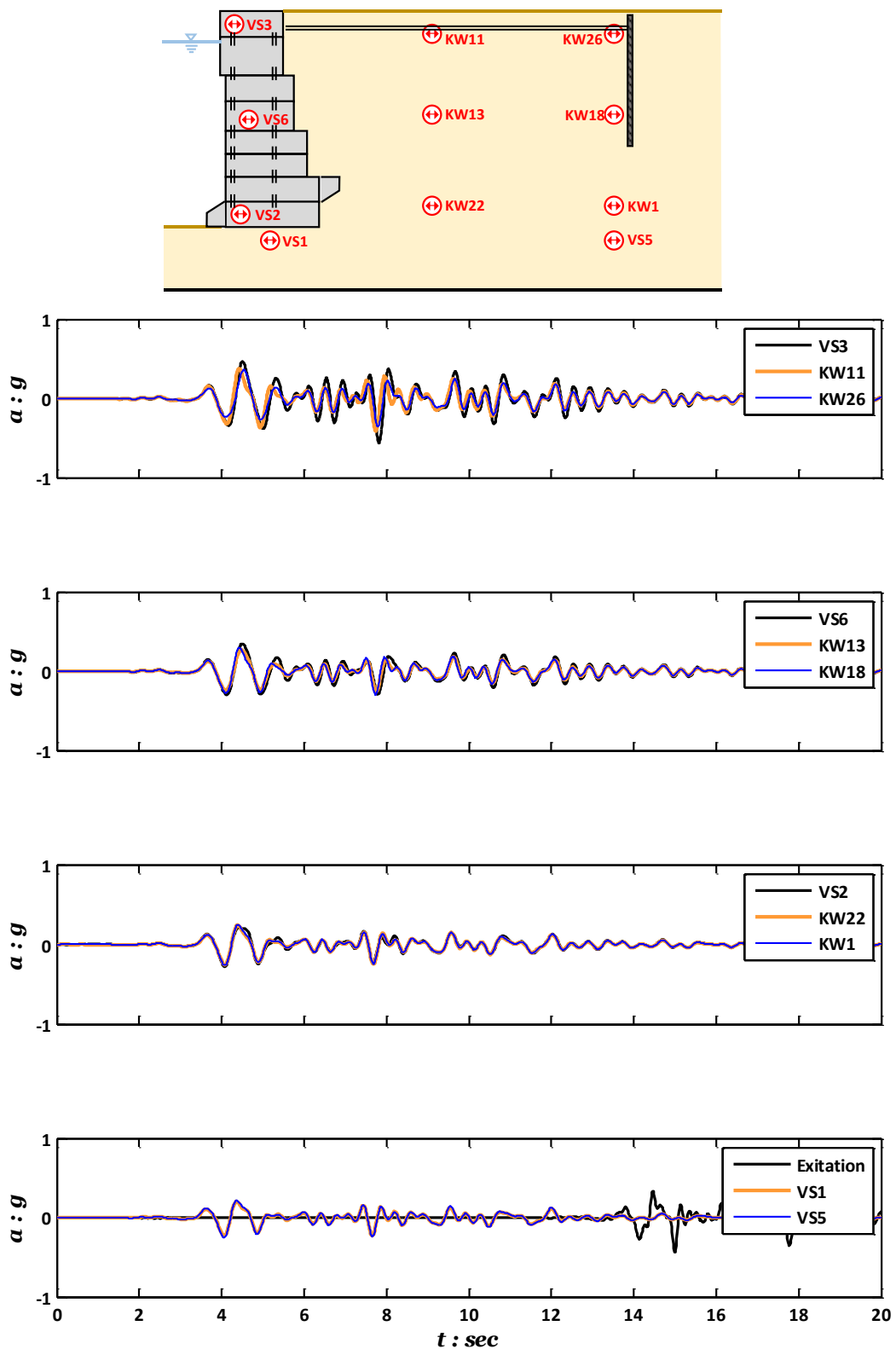
**Σχήμα 37** Χρονοιστορίες υπερπίεσης πόρων που καταγράφηκαν σε χαρακτηριστικά σημεία του ομοιώματος του υπάρχοντος τοίχου κατά την διέγερση με την καταγραφή Port Island από τον σεισμό του Kobe (Ιαπωνία, 1995).



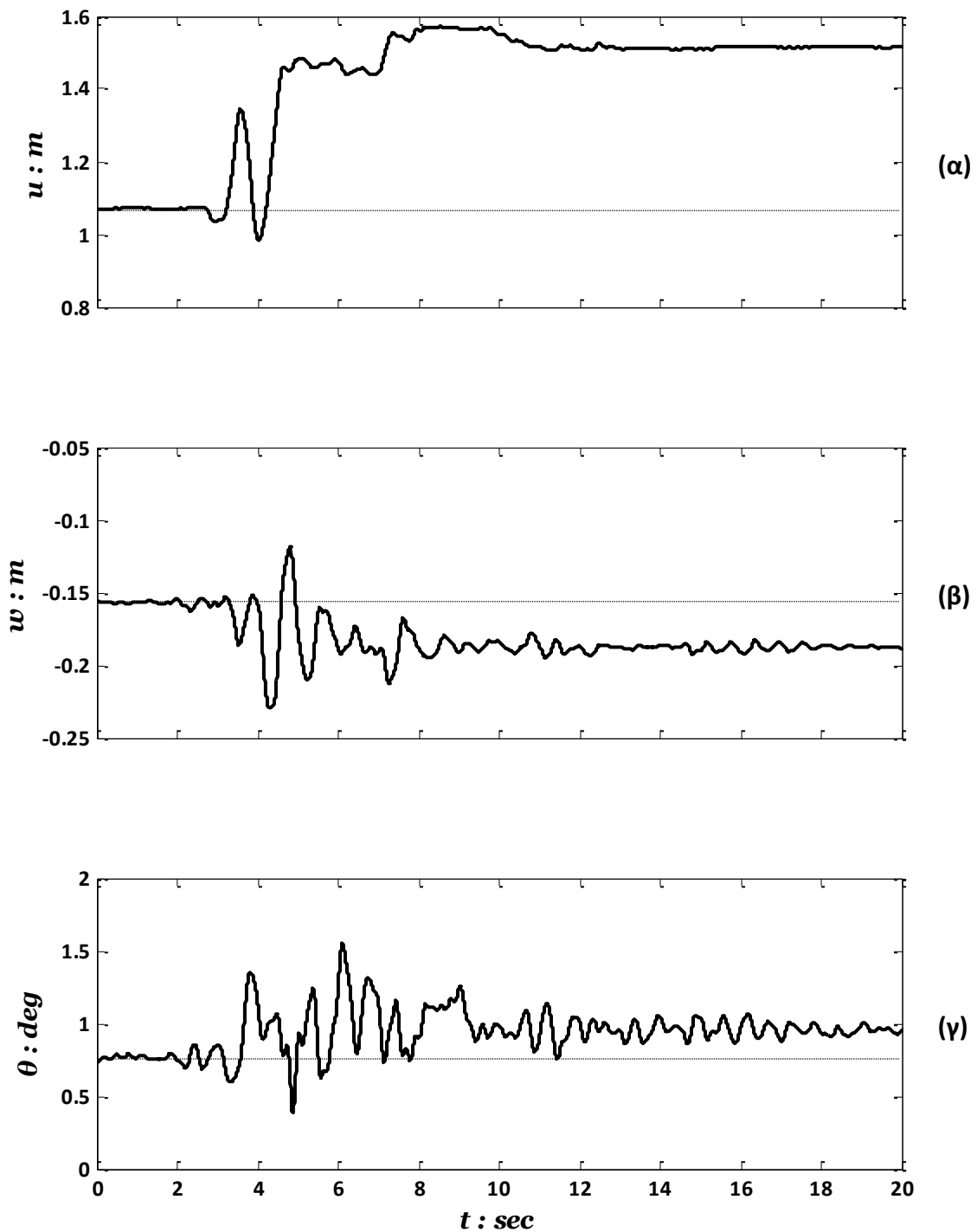
**Σχήμα 38** Χρονοιστορίες υπερπίεσης πόρων που καταγράφηκαν σε χαρακτηριστικά σημεία του ομοιώματος του ενισχυμένου τοίχου κατά την διέγερση με την καταγραφή Port Island από τον σεισμό του Kobe (Ιαπωνία, 1995).



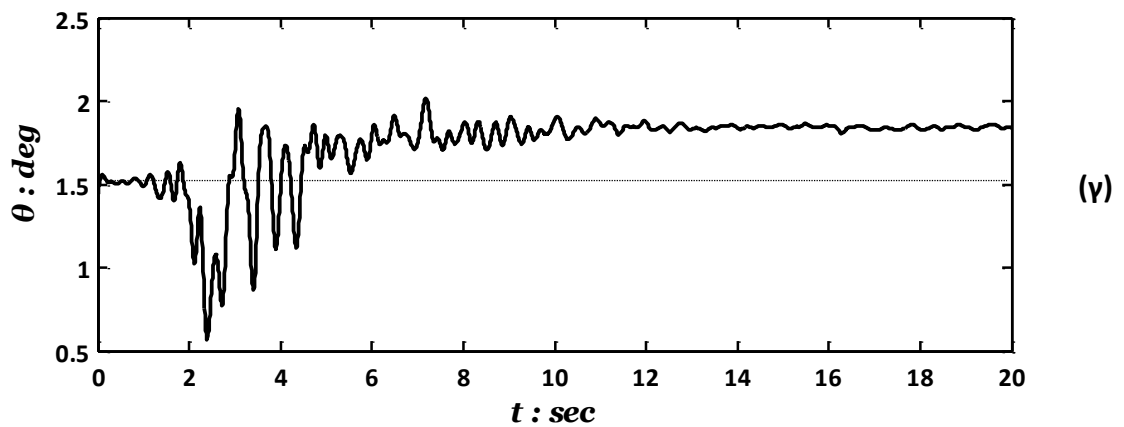
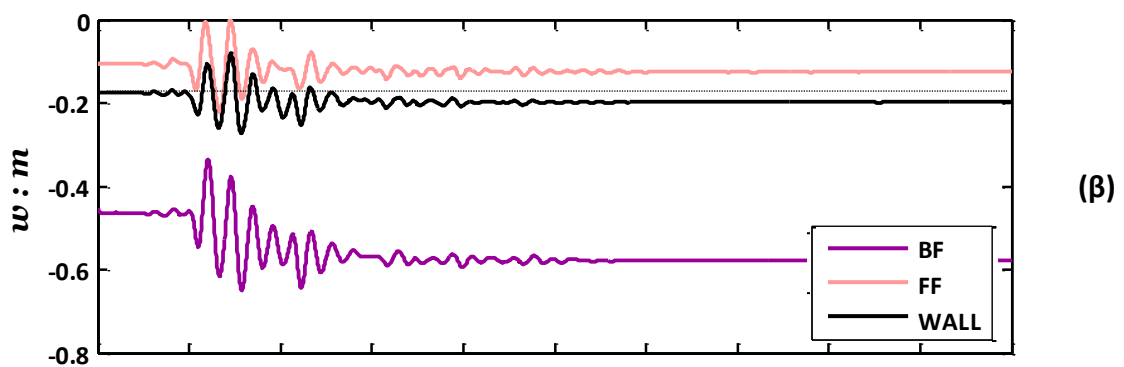
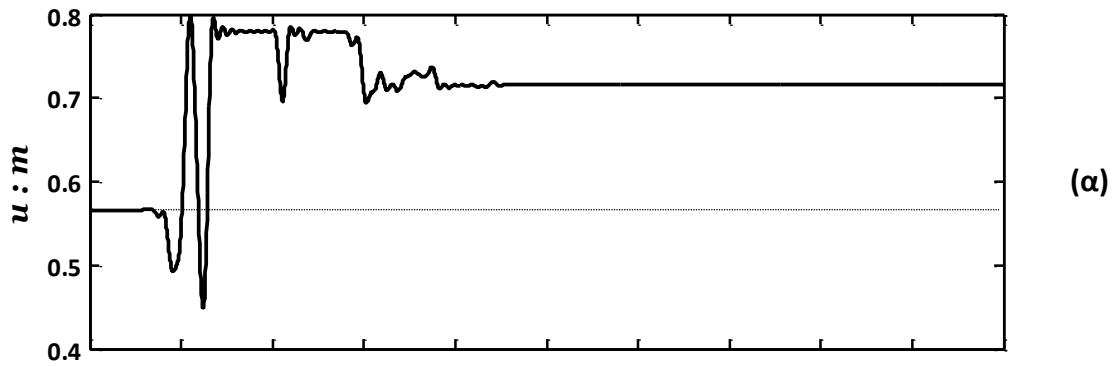
**Σχήμα 39** Χρονοιστορίες επιταχύνσεων που καταγράφηκαν σε χαρακτηριστικά σημεία του ομοιώματος του υπάρχοντος τοίχου κατά την διέγερση με την καταγραφή Rinaldi από τον σεισμό του Northridge (ΗΠΑ, 1994).



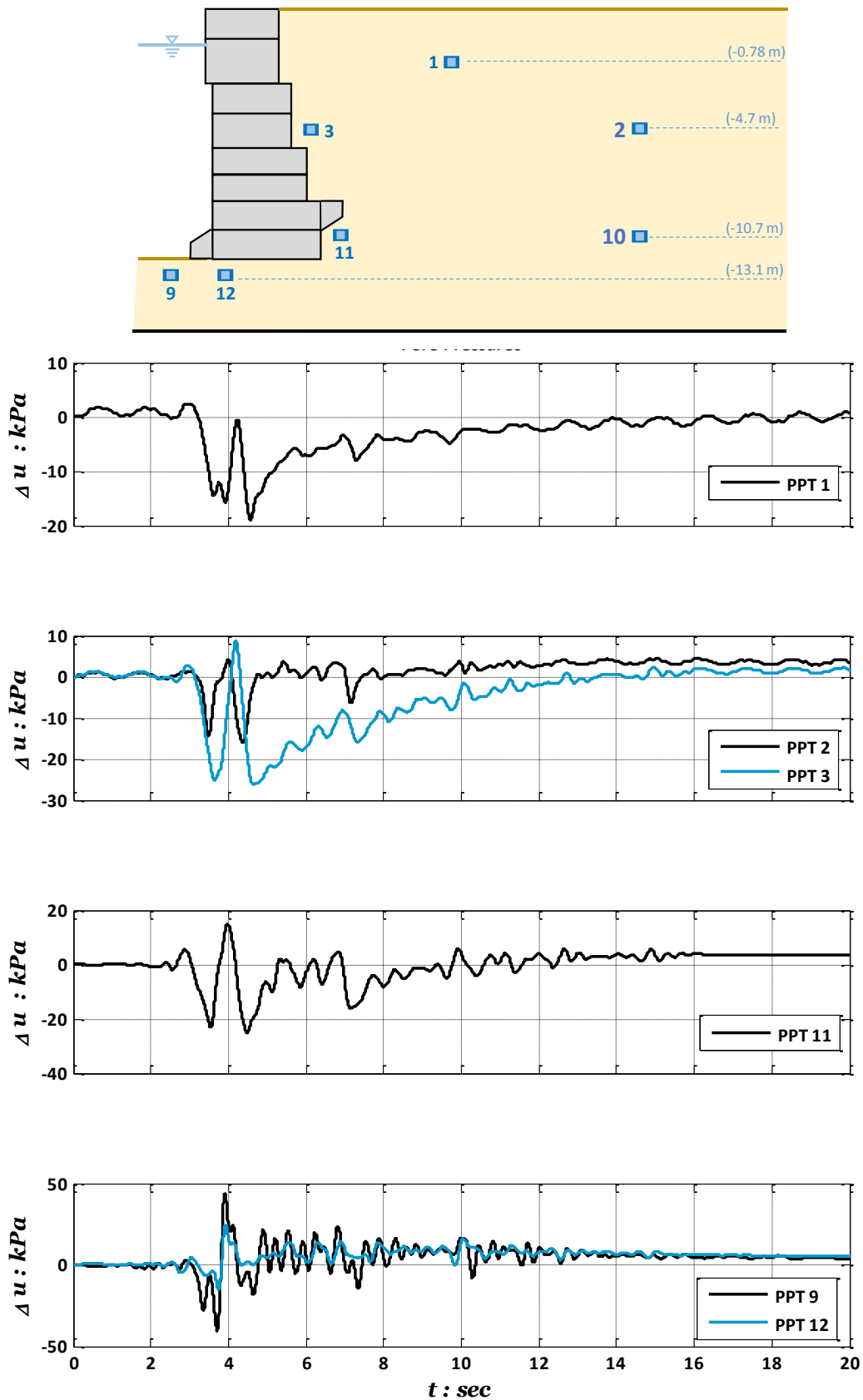
**Σχήμα 40** Χρονοιστορίες επιταχύνσεων που καταγράφηκαν σε χαρακτηριστικά σημεία του ομοιώματος του ενισχυμένου τοίχου κατά την διέγερση με την καταγραφή Rinaldi από τον σεισμό του Northridge (ΗΠΑ, 1994).



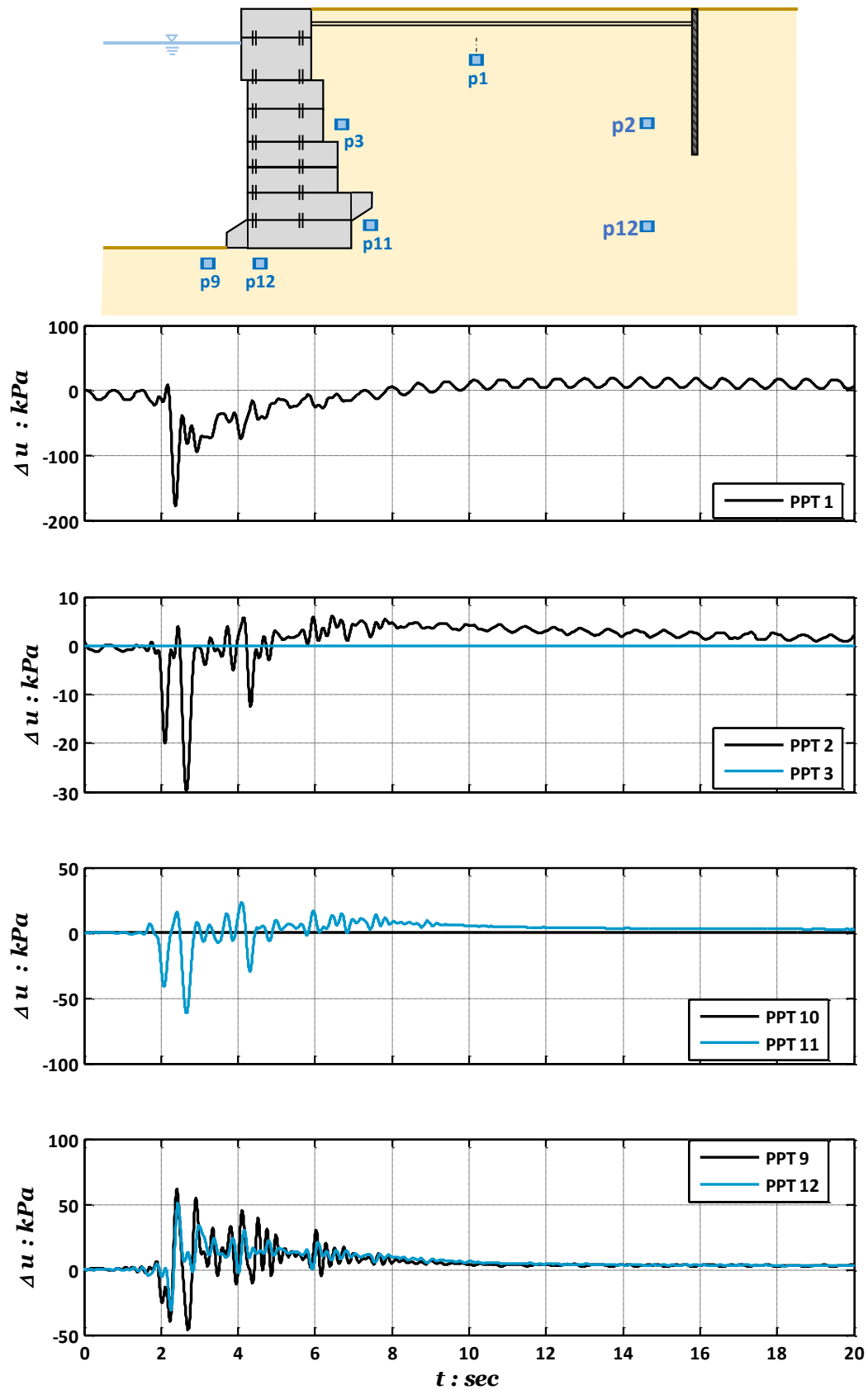
**Σχήμα 41** Απόκριση του *υπάρχοντος τοίχου* σε όρους καταγεγραμμένων μετακινήσεων κατά την διέγερση με την καταγραφή Rinaldi από τον σεισμό του Northridge (ΗΠΑ, 1994): (α) οριζόντια μετακίνηση της κορυφής του τοίχου; (β) καθίζηση του τοίχου; και (γ) στροφή του τοίχου. Σημειώνεται ότι λόγω απώλειας κάποιων οργάνων κατά τη διάρκεια του πειράματος δεν υπάρχει μέτρηση της καθίζησης του εδάφους πίσω από τον τοίχο και στο ελεύθερο πεδίο για αυτή την διέγερση.



**Σχήμα 42** Απόκριση του ενισχυμένου τοίχου σε όρους καταγεγραμμένων μετακινήσεων κατά την διέγερση με την καταγραφή Rinaldi από τον σεισμό του Northridge (ΗΠΑ, 1994): (α) οριζόντια μετακίνηση της κορυφής του τοίχου; (β) καθιζήσεις του τοίχου (WALL) του εδάφους πίσω από αυτόν (BF) και του ελεύθερου πεδίου (FF); και (γ) στροφή του τοίχου.



**Σχήμα 43** Χρονοιστορίες υπερπίεσης πόρων που καταγράφηκαν σε χαρακτηριστικά σημεία του ομοιώματος του υπάρχοντος τοίχου κατά την διέγερση με την καταγραφή Rinaldi από τον σεισμό του Northridge (ΗΠΑ, 1994).



**Σχήμα 44** Χρονοιστορίες υπερπίεσης πόρων που καταγράφηκαν σε χαρακτηριστικά σημεία του ομοιώματος του ενισχυμένου τοίχου κατά την διέγερση με την καταγραφή της Rinaldi από τον σεισμό του Northridge (ΗΠΑ, 1994).





Ευρωπαϊκή Ένωση  
Ευρωπαϊκό Κοινωνικό Ταμείο



ΕΠΙΧΕΙΡΗΣΙΑΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ  
ΕΚΠΑΙΔΕΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑ ΒΙΟΥ ΜΑΘΗΣΗ  
*επένδυση στην κοινωνία της γνώσης*  
ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΠΑΙΔΕΙΑΣ & ΘΡΗΣΚΕΥΜΑΤΩΝ, ΠΟΛΙΤΙΣΜΟΥ & ΑΘΛΗΤΙΣΜΟΥ  
ΕΙΔΙΚΗ ΥΠΗΡΕΣΙΑ ΔΙΑΧΕΙΡΙΣΗΣ

Με τη συγχρηματοδότηση της Ελλάδας και της Ευρωπαϊκής Ένωσης



ΕΣΠΑ  
2007-2013  
πρόγραμμα για την ανάπτυξη  
ΕΥΡΩΠΑΪΚΟ ΚΟΙΝΩΝΙΚΟ ΤΑΜΕΙΟ

Ερευνητικό Πρόγραμμα «ΘΑΛΗΣ - ΕΜΠ»

## Σύγχρονη Μεθοδολογία Εκτίμησης της Σεισμικής Τρωτότητας και Αντισεισμικής Αναβάθμισης Λιμενικών Συστημάτων

MIS : 380174.

### **Ενότητα Εργασίας 7:**

Νεωτεριστικές Μέθοδοι Σεισμικής Αναβάθμισης

### **Παραδοτέα 7.2.1-7.2.3:**

ΤΕΧΝΙΚΕΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΟΜΙΚΗΣ ΑΝΑΒΑΘΜΙΣΗΣ  
ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ ΑΠΟΘΗΚΕΥΣΗΣ ΚΑΙ ΜΕΤΑΦΟΡΑΣ ΥΓΡΩΝ ΚΑΥΣΙΜΩΝ  
ΚΑΙ ΥΔΑΤΟΣ

**Τεχνική Εκθεση**

**Σύνταξη: Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας**

Σεπτέμβριος, 2015

## Πίνακας περιεχομένων

Πίνακας περιεχομένων .....	1
<b>ΜΕΡΟΣ Α΄. ΤΕΧΝΙΚΕΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΟΜΙΚΗΣ ΑΝΑΒΑΘΜΙΣΗΣ</b>	
<b>ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ ΑΠΟΘΗΚΕΥΣΗΣ ΚΑΙ ΜΕΤΑΦΟΡΑΣ ΥΓΡΩΝ ΚΑΥΣΙΜΩΝ ΚΑΙ</b>	
<b>ΥΔΑΤΟΣ.....</b>	<b>2</b>
1. Δομική αναβάθμιση συστημάτων σωληνώσεων και δεξαμενών σε λιμενικές και βιομηχανικές εγκαταστάσεις – γενική επισκόπηση και κατηγοριοποίηση κατασκευών .....	2
Βασικές αρχές εκτίμησης δομικής επάρκειας σωληνώσεων και δεξαμενών .....	2
Μορφές αστοχίας και επίπεδα επιτελεστικότητας (performance levels).....	5
Μεθοδολογίες εκτίμησης σεισμικής επικινδυνότητας .....	7
Κατάστρωση πλάνου επεμβάσεων .....	9
2. Ενίσχυση κρίσιμων στοιχείων σωληνώσεων με περίσφιξη από φύλλα σύνθετων υλικών .....	11
Ενίσχυση βιομηχανικών σωληνώσεων με περίσφιξη σύνθετων υλικών. ....	11
Αριθμητική προσομοίωση .....	12
Κυκλικές φορτίσεις σε καμπύλους σωλήνες .....	14
Βασικά συμπεράσματα .....	15
3. Ενίσχυση δεξαμενών αποθήκευσης υγρών με περίσφιξη από φύλλα σύνθετων υλικών .....	16
(α) Επιρροή της ενίσχυσης με CFRP στην αντοχή της δεξαμενής για τέλεια και ατελή γεωμετρία .....	18
β) Επιρροή του πάχους της ενίσχυσης με CFRP στην αντοχή της δεξαμενής για τέλεια γεωμετρία .....	19
<b>ΣΧΗΜΑΤΑ .....</b>	<b>21</b>
<b>ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ .....</b>	<b>39</b>

# ΜΕΡΟΣ Α΄. ΤΕΧΝΙΚΕΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΟΜΙΚΗΣ ΑΝΑΒΑΘΜΙΣΗΣ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ ΑΠΟΘΗΚΕΥΣΗΣ ΚΑΙ ΜΕΤΑΦΟΡΑΣ ΥΓΡΩΝ ΚΑΥΣΙΜΩΝ ΚΑΙ ΥΔΑΤΟΣ.

Πακέτα εργασίας 7.3, 7.4 και 7.5: Δομική ενίσχυση δεξαμενών και σωληνώσεων, και κατηγοριοποίηση

## 1. Δομική αναβάθμιση συστημάτων σωληνώσεων και δεξαμενών σε λιμενικές και βιομηχανικές εγκαταστάσεις – γενική επισκόπηση και κατηγοριοποίηση κατασκευών

Η σεισμική αναβάθμιση σωληνώσεων μεταφοράς καυσίμου και ύδατος καθώς και δεξαμενών αποθήκευσης των εν λόγω υγρών σε λιμενικές εγκαταστάσεις αποτελεί ένα βασικό θέμα για την εξασφάλιση της δομικής ακεραιότητας λιμενικών εγκαταστάσεων, με στόχο την μείωση της πιθανότητας αστοχίας έναντι ισχυρής σεισμικής φόρτισης. Θα πρέπει όμως, πριν την αναβάθμιση, να προηγηθεί ένας συστηματικός έλεγχος με στόχο την αποτίμηση του σεισμικού κινδύνου, την επισήμανση των επικίνδυνων σημείων και τελικώς την δημιουργία ενός αναλυτικού πλάνου για την δομική αναβάθμισή τους.

### Βασικές αρχές εκτίμησης δομικής επάρκειας σωληνώσεων και δεξαμενών

Στην παρούσα ενότητα αναφέρονται οι βασικές αρχές που πρέπει να ακολουθούνται για την εκτίμηση της σεισμικής επικινδυνότητας στις ανωτέρω εγκαταστάσεις με στόχο την υποστήριξη λήψης της απόφασης για αναβάθμιση της δομικής κατάστασης.

#### (α) Ηλικία κατασκευής

Η πρώτη παράμετρος που επηρεάζει την αντοχή ενός δικτύου σωλήνωσης ή μίας δεξαμενής σε ισχυρό σεισμό είναι η ηλικία της. Η ηλικία της εν λόγω κατασκευής αναφέρεται όχι μόνον στην γήρανση των υλικών, αλλά και στον τρόπο σχεδιασμού και κατασκευής.

Οι περισσότερες δεξαμενές ανά τον κόσμο, αλλά και στον Ελλαδικό χώρο έχουν σχεδιαστεί με τους αμερικανικούς κανονισμούς API 650, και η σεισμική τους ανάλυση και σχεδιασμός έχουν γίνει με το Παράρτημα E, το οποίο προστέθηκε για

---

1η φορά στον κανονισμό API 650 το 1978 (API 650, 1978), στην πιο απλή του μορφή. Πρόσφατα, το 2007, το εν λόγω Παράρτημα E του API 650 αναβαθμίστηκε με βάση τις σύγχρονες αντισεισμικές αντιλήψεις (API 650, 2007). Επομένως, δεδομένων των ανωτέρω σημαντικών ημερομηνιών, θα πρέπει να είναι γνωστός ο χρόνος σχεδιασμού και κατασκευής της δεξαμενής, ώστε να επισημανθεί η μέθοδος σχεδιασμού της, ιδιαίτερα για δεξαμενές σε περιοχές υψηλής σεισμικότητας.

Σε σχέση με τις σωληνώσεις, δεν υπάρχουν στους αντίστοιχους κανονισμούς B31 της ASME συγκεκριμένες προδιαγραφές σχετικές με την αντισεισμική ανάλυση και σχεδιασμό των σωληνώσεων, παρά το γεγονός πως οι κανονισμοί, σε κάθε περίπτωση, επιβάλλουν την θεώρηση του σεισμού ως μία τυχηματική δράση στον σχεδιασμό τάσεων του σωλήνα. Στην αποτίμηση της αντοχής μίας σωλήνωσης έναντι σεισμικής φόρτισης, θα πρέπει να εξεταστεί το αν ο κύριος του έργου, κατά τον σχεδιασμό της σωλήνωσης, είχε προδιαγράψει αντισεισμική μελέτη, κάτι που θα φαίνεται στην μελέτη του εν λόγω έργου. Με βάση την εμπειρία από αντίστοιχες κατασκευές, είναι γεγονός πως οι παλαιότερες κατασκευές σωληνώσεων περιέχουν πολύ λιγότερους υπολογισμούς σε σεισμό από τις πιο σύγχρονες κατασκευές, και επομένως, στις παλαιότερες σωληνώσεις θα πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη έμφαση στην αποτίμηση της αντισεισμικής τους αντοχής και συμπεριφοράς.

### *(β) Μορφολογία*

Η μορφολογία των εν λόγω κατασκευών (π.χ. σωλήνωσης ή δεξαμενής) παίζει επίσης πολύ σημαντικό ρόλο. Στην περίπτωση των σωληνώσεων, δεν μπορεί να γίνει εύκολη κατηγοριοποίηση, κυρίως λόγω της ποικιλίας μορφών που δύναται να υπάρξουν. Η μόνη κατηγοριοποίηση σχετικά με σωληνώσεις αφορά τις υπερυψωμένες σωληνώσεις με τη χρήση μεταλλικών κατασκευών στήριξης (pipe racks) και τις σωληνώσεις με απλές στηρίξεις στο έδαφος, συνήθως σε απλά βάθρα από σκυρόδεμα. Στην πρώτη περίπτωση, οι μεταλλικές στηρίξεις θα πρέπει να αντιμετωπίζονται ως κλασικές μεταλλικές κατασκευές, και θα πρέπει να γίνονται όλοι οι απαιτούμενοι δομικοί έλεγχοι (π.χ. με τον Ευρωκώδικα 3 ή με αντίστοιχο κανονισμό).

Στις δεξαμενές η κατηγοριοποίηση ακολουθεί συνήθως τον λόγο ύψους  $H$  προς διάμετρο  $D$  (aspect ratio  $H/D$ ). Εναλλακτικά χρησιμοποιείται και ο λόγος ύψους προς ακτίνα της δεξαμενής  $H/R$ . Ο λόγος αυτός είναι καθοριστικός για την δυναμική απόκριση των δεξαμενών, λόγω της επιρροής του στο σχετικό μέγεθος της ωστικής ως προς την επαγωγική σεισμική δύναμη.

Οι στηρίξεις των δεξαμενών είναι πολύ σημαντικό στοιχείο, που εξαρτάται εν γένει από τον λόγο ύψους  $H$  προς διάμετρο  $D$  (ή προς ακτίνα). Οι υψηλές δεξαμενές, με μεγάλο λόγο  $H/R$  είναι συνήθως αγκυρωμένες, λόγω σημαντικού οριζόντιου σεισμικού φορτίου ανατροπής, ενώ η συνήθης πρακτική είναι πως οι χαμηλές δεξαμενές, με μικρό λόγο  $H/R$ , να είναι μη αγκυρωμένες. Εντούτοις, οι δεύτερη κατηγορία δεξαμενών μπορεί να παρουσιάσει μεγάλα προβλήματα σε σεισμό, λόγω πιθανού ανασηκώματος της πλάκας έδρασης και, ως σύνηθες επακόλουθο, την αστοχία της συγκόλλησης της πλάκας έδρασης με το κέλυφος της δεξαμενής.

#### *(γ) Κατασκευαστικές λεπτομέρειες – συνδέσεις σωληνώσεων και δεξαμενών*

Το σημείο σύνδεσης δεξαμενών υγρών με σωληνώσεις είναι ένα πολύ σημαντικό σημείο, που μπορεί να προκαλέσει σημαντικές αστοχίες. Οι περισσότερες αστοχίες δεξαμενών σε σεισμό έχουν αιτία τις συνδέσεις της δεξαμενής με το γειτονικό σύστημα σωληνώσεων. Βασικό στοιχείο που καθορίζει την αντοχή της σύνδεσης είναι η δυνατότητα παραμόρφωσης σε ισχυρές επιβαλλόμενες μετατοπίσεις και στροφές. Η κύρια επιδίωξη μίας τέτοιας σύνδεσης είναι η σημαντική ευκαμψία, ώστε να αποσυνδεθεί η δυναμική συμπεριφορά των σωληνώσεων με αυτήν της δεξαμενής.

Οι κατωτέρω εικόνες (**Σχήμα 1**), μπορούν να αποτελέσουν έναν οδηγό προς αποφυγή κατασκευαστικών λεπτομερειών που μπορούν να προκαλέσουν αστοχίες. Η ευκαμψία της σύνδεσης δεξαμενής και σωλήνωσης μπορεί να επιβληθεί με την χρήση ειδικών διατάξεων, όπως εύκαμπτα μέλη σωληνώσεων (καμπύλα τμήματα elbows) ή και ειδικών εύκαμπτων συνδέσμων (pipe bellows).

## Μορφές αστοχίας και επίπεδα επιτελεστικότητας (performance levels)

Στην παρούσα ενότητα αναφέρονται οι βασικές μορφές αστοχίας των εν λόγω συστημάτων, οι οποίες ποσοτικοποιούνται με βάση έναν κατάλληλο μέγεθος (εντατικό ή παραμορφωσιακό) που συνήθως ονομάζεται Engineering Demand Parameter και συνδέονται με διάφορα επίπεδα επιτελεστικότητας (performance levels). Γενικώς, οι εν λόγω κατασκευές έχουν ως βασική αποστολή να διατηρούν το περιεχόμενό τους υπό τις ισχυρές επιβαλλόμενες φορτίσεις, και αυτό αποτελεί και το κύριο κριτήριο επιτελεστικότητας.

Συγκεκριμένα, διακρίνουμε τα τέσσερα επίπεδα επιτελεστικότητας με βαθμολόγηση από 0 (καθόλου βλάβη) σε III (πλήρης αστοχία και απώλεια περιεχομένου), όπως φαίνεται στον κάτωθι πίνακα.

**Πίνακας 1 Επίπεδα επιτελεστικότητας**

Επίπεδο	Περιγραφή
0	Καμία βλάβη
I	Μικρές βλάβες
II	Σημαντικές βλάβες, αλλά χωρίς απώλεια περιεχομένου
III	Πολύ σημαντικές βλάβες, που συνεπάγονται απώλεια περιεχομένου

Τα επίπεδα αυτά συνδέονται με τις αντίστοιχες μορφές αστοχίας στις δεξαμενές και τις σωληνώσεις στις 2 επόμενες παραγράφους.

### (α) Δεξαμενές

Στις δεξαμενές έχουμε τις εξής μορφές αστοχίας, οι οποίες ποσοτικοποιούνται σε σχέση με τα ανάλογα Engineering Demand Parameters στον **Πίνακας 2**.

**Πίνακας 2 Συσχετισμός αστοχιών και επιπέδων επιτελεστικότητας για δεξαμενές.**

Μορφή Αστοχίας	Παράμετρος	Επίπεδα Επιτελεστικότητας	
Αστοχία τύπου «elephant's foot»	Θλιπτική τάση στο κάτω τμήμα του τοιχώματος της δεξαμενής $\sigma_x$ σε σχέση με την αντοχή σε τοπικό λυγισμό $\sigma_b$	$\sigma_x \geq \sigma_b$	III
Αστοχία λόγω κυματισμού του υγρού στο άνω τμήμα του κελύφους της δεξαμενής	Ανύψωση της ελεύθερης επιφάνειας του υγρού $d_{\max}$ σε σχέση με το freeboard height $\delta$	$d_{\max} < \delta$	0
		$\delta \leq d_{\max} \leq 1.4\delta$	I
		$d_{\max} > 1.4\delta$	II
Αστοχία αγκύρωσης	Φορτίο στο αγκύριο $F$ σε σχέση με την δύναμη διαρροής $F_Y$ ή την δύναμη θραύσης $F_U$ του αγκυρίου	$F \leq F_Y$	I
		$F \leq F_U$	II
Αστοχία αγκυρίου	Διατμητική τάση $\tau$ σε σχέση με την αντίστοιχη τάση διαρροής $\tau_Y$ ή θραύσης $\tau_U$ του αγκυρίου	$\tau \leq \tau_Y$	II
		$\tau \leq \tau_U$	III
Αστοχία πλάκας έδρασης λόγω θραύσης	Μέγιστη τοπική εφελκυστική παραμόρφωση $\varepsilon_T$ σε σχέση με την παραμόρφωση διαρροής $\varepsilon_Y$	$\varepsilon_T \leq \varepsilon_Y$	0
		$\varepsilon_Y < \varepsilon_T \leq 0.5\%$	I
		$0.5\% < \varepsilon_T \leq 2\%$	II
		$\varepsilon_T \geq 2\%$	III
Αστοχία πλάκας έδρασης λόγω κόπωσης	Συντελεστής Συσσώρευσης Βλάβης Κόπωσης $D = \sum_i \frac{n_i}{N_i}$	$D \leq 0.5$	0
		$0.5 < D \leq 0.8$	I
		$0.8 < D \leq 1$	II
		$D > 1$	III

## (β) Σωληνώσεις

Στις σωληνώσεις έχουμε τις εξής μορφές αστοχίας, οι οποίες ποσοτικοποιούνται σε σχέση με τα ανάλογα Engineering Demand Parameters στον Πίνακας 3.

**Πίνακας 3: Συσχετισμός αστοχιών και επιπέδων επιτελεστικότητας για σωληνώσεις.**

Μορφή αστοχίας	Παράμετρος	Επίπεδα Επιτελεστικότητας	
Θραύση λόγω εφελκυσμού	Εφελκυστική παραμόρφωση $\varepsilon_T$ σε σχέση με την παραμόρφωση διαρροής $\varepsilon_Y$	$\varepsilon_T \leq \varepsilon_Y$	0
		$\varepsilon_Y < \varepsilon_T \leq 0.5\%$	I
		$0.5\% < \varepsilon_T \leq 2\%$	II
		$\varepsilon_T \geq 2\%$	III
Τοπικός λυγισμός	Θλιπτική παραμόρφωση $\varepsilon_C$ σε σχέση με την παραμόρφωση τοπικού λυγισμού $\varepsilon_{Cu}$	$\varepsilon_C \leq \varepsilon_Y$	0
		$\varepsilon_Y < \varepsilon_C \leq \varepsilon_{Cu}$	I
		$\varepsilon_{Cu} < \varepsilon_C \leq 5\varepsilon_{Cu}$	II
		$\varepsilon_C \geq 5\varepsilon_{Cu}$	III
Θραύση λόγω κόπωσης	Συντελεστής Συσσώρευσης Βλάβης Κόπωσης $D = \sum_i \frac{n_i}{N_i}$	$D \leq 0.5$	0
		$0.5 < D \leq 0.8$	I
		$0.8 < D \leq 1$	II
		$D > 1$	III

## Μεθοδολογίες εκτίμησης σεισμικής επικινδυνότητας

Το πρώτο βήμα στην διαδικασία εκτίμησης σεισμικής επικινδυνότητας είναι η θεσμοθέτηση των βασικών κριτηρίων για την αναβάθμιση των εν λόγω συστημάτων μεταφοράς και αποθήκευσης υγρών. Τα κριτήρια αυτά θα πρέπει να είναι σύμφωνα με τα επίπεδα επιτελεστικότητας που αναφέρθηκαν ανωτέρω. Οι κανονισμοί σχεδιασμού δεξαμενών και σωληνώσεων δεν περιέχουν αντίστοιχα τα κριτήρια, επομένως, η θεσμοθέτηση αυτών θα πρέπει να γίνουν από τον κύριο του έργου, σε



συνεργασία με τον μηχανικό. Μία προσέγγιση με βάση την σχετική διεθνή εμπειρία περιγράφεται κατωτέρω, για δεξαμενές υγρών και σωληνώσεις.

#### *(α) Δεξαμενές*

- (1) Καταγραφή της γεωμετρίας της δεξαμενής και κυρίως του λόγου ύψους προς διάμετρο.
- (2) Ηλικία της δεξαμενής σε σχέση με τη μέθοδο σχεδιασμού της
- (3) Επιθεώρηση των κατασκευαστικών λεπτομερειών
- (4) Διενέργεια μίας σεισμικής ανάλυσης της δεξαμενής με 2 μεθόδους:
  - Μέθοδος API 650

Η μέθοδος αυτή περιγράφεται στο παράρτημα Ε του κανονισμού API 650, και περιέχει μία απλή αλλά αποτελεσματική μεθοδολογία για την σεισμική ανάλυση και σχεδιασμό των δεξαμενών σε σεισμό. Για την διευκόλυνση της διαδικασίας, προτείνεται η μεθοδολογία του Παραρτήματος Ε του 1978, το οποίο διατηρήθηκε αναλλοίωτο μέχρι το 2007, και έχει χρησιμοποιηθεί στην μελέτη πολλών δεξαμενών.

- Μέθοδος Μάνου

Η μέθοδος αυτή προτάθηκε από τον Γ. Μάνο το 1986 και αποτελεί μία εναλλακτική, πιο απλή, μέθοδο αποτίμησης της αντοχής μίας δεξαμενής υγρών σε σεισμό. Λεπτομέρειες της συγκεκριμένης μεθόδου αναφέρονται στην αντίστοιχη δημοσίευση (Manos, 1986).

#### *(β) Σωληνώσεις*

Η σεισμική ανάλυση σωληνώσεων σε σεισμό γίνεται συνήθως με μία φασματική δυναμική μέθοδο, με βάση τη γεωμετρία και τα χαρακτηριστικά της εκάστοτε σωληνώσεως. Θα πρέπει να προσομοιωθούν με αρκετή ακρίβεια τα πλέον κρίσιμα σημεία, ειδικά τα καμπύλα τμήματα, τα οποία παρουσιάζουν τα περισσότερα προβλήματα σε αντοχή λόγω συσσώρευσης τάσεων και παραμορφώσεων (Karapanos, 2015).

---

## Κατάστρωση πλάνου επεμβάσεων

Το τελικό στάδιο της διαδικασίας είναι η κατάστρωση ενός μακροχρόνιου πλάνου επεμβάσεων, που βασίζεται στην κατάρτιση των προτεραιοτήτων σε σχέση με τα αποτελέσματα των ανωτέρω αναλύσεων και εκτιμήσεων. Το πλάνο αυτό θα πρέπει να συμφωνηθεί με τον κύριο της εγκατάστασης, και να αποτελέσει ένα μακροχρόνιο πρόγραμμα που θα πρέπει να ακολουθηθεί με συνέπεια.

### (α) Δεξαμενές

- (1) Η μείωση του ύψους πλήρωσης της δεξαμενής είναι μία πρακτική που ακολουθείται συχνά για να ελαχιστοποιήσουμε τον κίνδυνο αστοχίας σε σεισμικά φορτία. Η μείωση του όγκου του υγρού συνεπάγεται ανάλογη μείωση του σεισμικού φορτίου λόγω μείωσης της ωστικής σεισμικής δύναμης, ενώ η επαγωγική δύναμη έχει συνήθως πολύ μικρότερη συνεισφορά στην συνολική σεισμική δύναμη.
- (2) Σε πολλές περιπτώσεις, η αγκύρωση της δεξαμενής είναι επιβεβλημένη. Οι περισσότερες δεξαμενές είναι μη αγκυρωμένες, βασιζόμενες στην βαρύτητα της ίδιας της δεξαμενής αλλά και – κυρίως – του περιεχομένου.
- (3) Ενδεχομένως, η ενίσχυση της θεμελίωσης να είναι αναγκαία για την αύξηση της ικανότητας μίας δεξαμενής για την ανάληψη των σεισμικών δυνάμεων. Αυτό συνεπάγεται κυρίως την
- (4) Η αντικατάσταση της πλάκας έδρασης μπορεί, να βοηθήσει την αναβάθμιση των δεξαμενών, ειδικά στην σύνδεση της πλάκας έδρασης με το πλευρικό κέλυφος της δεξαμενής.
- (5) Ενίσχυση του κατώτερου τμήματος δεξαμενής με σύνθετα υλικά. Βασική μορφή αστοχίας των εν λόγω κατασκευών είναι η εμφάνιση τοπικού λυγισμού τοιχώματος σχήματος “elephant’s foot”, η οποία οφείλεται στην συνδυασμένη δράση ισχυρής αξονικής συμπίεσης κατά την γενέτειρα του κελύφους, λόγω της οριζόντιας σεισμικής δράσης ανατροπής, και της σημαντικής περιμετρικής εφελκυστικής τάσης λόγω της εσωτερικής πίεσης του περιεχομένου. Η μορφή αυτή έχει παρατηρηθεί με πολλούς σεισμούς

και συνεπάγεται συχνά αστοχία με θραύση του τοιχώματος, και απώλεια περιεχομένου. Σε μία επόμενη ενότητα, εξετάζεται η αποτελεσματικότητα της χρήσης ενισχυτικού φύλλου από Carbon Fiber Reinforced Plastics για την ενίσχυση δεξαμενών έναντι τοπικού λυγισμού μορφής “elephant’s foot”, με την χρήση προσομοίωσης πεπερασμένων στοιχείων.

### *(β) Σωληνώσεις*

Η περίπτωση των σωληνώσεων είναι πολύ πιο σύνθετη, δεδομένης και της μη δυνατότητας κατηγοριοποίησης των σωληνώσεων σε σχέση με την γεωμετρία τους. Οι επεμβάσεις ενίσχυσης αναφέρονται κυρίως σε 2 γενικές περιοχές: (1) στηρίξεις και (2) ευαίσθητα (κρίσιμα) τμήματα.

#### *(1) Στηρίξεις συστήματος σωληνώσεων*

Η ενίσχυση των στηρίξεων είναι σημαντικό εργαλείο για την αναβάθμιση μίας σωλήνωσης. Οι επεμβάσεις μπορεί να είναι προς την κατεύθυνση της αλλαγής των δυναμικών ιδιοτήτων της σωλήνωσης και των στηρίξεών τους. Η συστηματοποίηση των επεμβάσεων αυτών είναι αδύνατη στο επίπεδο αυτό, δεδομένης της τεράστιας ποικιλίας στην μορφή των σωληνώσεων και των στηρίξεών τους.

Στην ενίσχυση των σωληνώσεων, θα πρέπει όμως να ληφθεί υπόψη πως ο σεισμός αποτελεί μία τυχηματική δράση, η οποία είναι μεν σημαντική για την δομική επάρκεια της σωλήνωσης, αλλά δεν αποτελεί και την μοναδική δράση. Οι στηρίξεις θα πρέπει να έχουν την κατάλληλη διάταξη ώστε να διευκολύνουν την παραλαβή των λειτουργικών φορτίων από πίεση και από θερμικές συστολο-διαστολές. Σε πολλές περιπτώσεις, η καλή απόκριση σε σεισμό ενδέχεται να αντιτίθεται στην πρακτική που ακολουθείται στις στηρίξεις για τα λειτουργικά φορτία, και αυτό θα πρέπει να έχει εξεταστεί από τον μηχανικό και να έχει ληφθεί υπόψη στις προτεινόμενες ενέργειες αναβάθμισης.

---

## (2) Ενίσχυση κρίσιμων τμημάτων με FRPs

Η ενίσχυση κρίσιμων σημείων είναι ίσως ο πλέον αποτελεσματικός και cost-effective τρόπος για την αντισεισμική ενίσχυση σωληνώσεων μεταφοράς υδρογονανθράκων και ύδατος. Σεισμικές αναλύσεις και πειράματα σε σεισμικές τράπεζες έδειξαν πως τα σημαντικότερα προβλήματα σε συστήματα σωληνώσεων αναφέρονται σε αστοχία ορισμένων κρίσιμων σημείων, και ειδικότερα των καμπύλων τμημάτων (elbows). Σε προηγούμενο πακέτο εργασίας ασχοληθήκαμε με την περιγραφή των αστοχιών αυτών, και ειδικότερα στην αστοχία των καμπύλων τμημάτων (elbows). Επομένως, η ενίσχυση των καμπύλων τμημάτων είναι πρωτίστης σημασίας και θα εξεταστεί σε επόμενη ενότητα αυτής της έκθεσης

### **2. Ενίσχυση κρίσιμων στοιχείων σωληνώσεων με περίσφιξη από φύλλα σύνθετων υλικών**

Η ενίσχυση σωληνώσεων είναι ένα βασικό θέμα για την αναβάθμιση λιμενικών εγκαταστάσεων έναντι σεισμού. Από πειράματα που έχουν διεξαχθεί σε συστήματα σωληνώσεων (π.χ. Ravikiran *et al.*, 2015), έχει αποδειχθεί πως τα πλέον επικίνδυνα σημεία για αστοχία είναι οι περιοχές των καμπύλων τμημάτων, όπου παρατηρείται σημαντική συγκέντρωση τάσεων και παραμορφώσεων, λόγω της μεγάλης τοπικής ευκαμψίας του σωλήνα

#### **Ενίσχυση βιομηχανικών σωληνώσεων με περίσφιξη σύνθετων υλικών.**

Τα καμπύλα τμήματα, ονομαζόμενα ως elbows είναι καμπύλα τμήματα αγωγών που χρησιμοποιούνται συχνά σε συστήματα αγωγών βιομηχανικών εγκαταστάσεων ή σε σταθμούς παραγωγής ενέργειας (**Σχήμα 2**). Όσον αφορά τη μηχανική τους συμπεριφορά, σε σύγκριση με τους ευθύγραμμους αγωγούς παρουσιάζουν μεγαλύτερη ευκαμψία (Karamanos, 2015). Λόγω της ευκαμψίας που παρουσιάζουν μπορούν να διασταλούν λόγω θερμικών φορτίων και να απορροφήσουν και άλλα είδη εξωτερικών φορτίων, παρόλα αυτά τα καμπύλα τμήματα (elbows) είναι κρίσιμα στοιχεία σε ένα σύστημα αγωγών (ripping systems) και αγωγούς μεταφοράς. Κάτω από ακραίες συνθήκες κυκλικής φόρτισης (όπως ο σεισμός), η μηχανική συμπεριφορά τους χαρακτηρίζεται από διαξονικές συνθήκες τάσεων και

παραμορφώσεων. Αυτές οι συνθήκες μπορούν να δημιουργήσουν αστοχία στο καμπύλο τμήμα λόγω κόπωσης ή ratcheting και οδηγούν σε διάρρηξη του τοιχώματος του στοιχείου που έχει ως αποτέλεσμα την απώλεια περιεχομένου (Varelis *et al.*, 2013, 2015; Hassan & Rahman, 2009). Πολλοί ερευνητές έχουν ασχοληθεί με την συμπεριφορά των καμπύλων τμημάτων. Ένας τρόπος για να αποφευχθεί μία τέτοια αστοχία είναι η χρήση σύνθετων υλικών.

Τα σύνθετα υλικά καλύπτουν μεγάλο μέρος των εφαρμογών των νέων τεχνολογιών αιχμής στις κατασκευές και έχουν μεταβάλει σημαντικά τις ακολουθούμενες διαδικασίες σχεδίασης, ελέγχου και συντήρησης. Το μικρό βάρος, η υψηλή αντοχή, η εξαιρετική συμπεριφορά σε κόπωση είναι μερικοί από τους παράγοντες εκείνους που έχουν οδηγήσει στη χρήση αυτών σε στοιχεία που υπόκεινται σε κόπωση.

Όσον αφορά τα καμπύλα τμήματα η περιτύλιξη /ενίσχυση του καμπύλου τμήματος είτε με πλαστικό ενισχυμένο με ίνες γυαλιού (Glass Fiber Reinforced Plastic - GFRP) είτε με πλαστικό ενισχυμένο με ίνες άνθρακα (Carbon Fiber Reinforced Plastic - CFRP) μειώνει την οβαλοποίηση της διατομής του καμπύλου τμήματος και τις επακόλουθες τοπικές παραμορφώσεις, και επομένως αυξάνει την ζωή του τμήματος σε ολιγοκυκλική κόπωση (Alexander and Bedoya, 2011). Πειράματα έχουν δείξει ότι η διάρκεια ζωής των καμπύλων τμημάτων μπορεί και να διπλασιαστεί. Το **Σχήμα 3** δείχνει ένα περισφιγμένο καμπύλο τμήμα.

Στο πλαίσιο της παρούσας έρευνας, πραγματοποιούνται μια σειρά από αριθμητικές προσομοιώσεις ώστε να διερευνηθεί (α) η μηχανική συμπεριφορά των ενισχυμένων τμημάτων συγκριτικά με τα μη-ενισχυμένα τμήματα κάτω από έντονες συνθήκες κυκλικής φόρτισης και (β) η μηχανική απόκριση των καμπύλων τμημάτων που είναι ενισχυμένα με περιτύλιξη /ενίσχυση CFRP και η σύγκριση τους με απερίσφικτων καμπύλων τμημάτων.

### **Αριθμητική προσομοίωση**

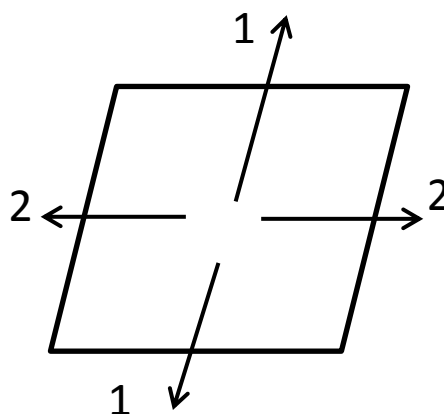
Τα αριθμητικά μοντέλα για την προσομοίωση των καμπύλων τμημάτων με και χωρίς περιτύλιξη/ενίσχυση CFRP αναπτύσσονται στο λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS/Standard. Τα καμπύλα τμήματα διακριτοποιούνται με τετρακομβικά στοιχεία κελύφους μειωμένης ολοκλήρωσης, που συμβολίζονται ως S4R. Το

περιτύλιγμα, δηλαδή η ενίσχυση από CFRP προσομοιώνεται με ένα επιπλέον στρώμα ομοιόμορφου πάχους γύρω από τον αγωγό, με τη χρήση στοιχείων κελύφους και με υλικό το οποίο έχει τις κατάλληλες ιδιότητες.

Το **Σχήμα 4** απεικονίζει τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του καμπύλου τμήματος, με πάχος 6mm. Για το υλικό του αγωγού χρησιμοποιείται ένα μοντέλο για την κυκλική πλαστικότητα του μετάλλου, κι εφαρμόζεται μέσω μίας υπορουτίνας στο ABAQUS (ABAQUS material user-subroutine). Το μοντέλο υλικού βαθμονομείται μέσω των καμπύλων τάσης-παραμόρφωσης για μονοτονική και κυκλική φόρτιση. Η τάση διαρροής του χαλύβδινου υλικού είναι ίση με 364 MPa (52 ksi), που αντιστοιχεί με χάλυβα βαθμού X-52. Το **Σχήμα 5** απεικονίζει τις καμπύλες τάσης-παραμόρφωσης για μονοτονική και κυκλική φόρτιση. Τα πειράματα για την κυκλική και μονοτονική συμπεριφορά του χάλυβα πραγματοποιήθηκαν στο πανεπιστήμιο του Porto, στο πλαίσιο άλλου ερευνητικού προγράμματος. Τα χαρακτηριστικά του υλικού της ενίσχυσης CFRP παρουσιάζονται στον **Πίνακας 4**.

**Πίνακας 4: Χαρακτηριστικά υλικού της ενίσχυσης φύλλου CFRP**

Material characteristic of CFRP
$E_1=135000$ MPa
$E_2= 10000$ MPa
$\nu_{12}=0.3$
$G_{12}=5000$ MPa
$G_{13}=5000$ MPa
$G_{23}=5000$ MPa



Το μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων αποτελείται από 2 τμήματα, ένα για το καμπύλο τμήμα του αγωγού κι ένα για την ενίσχυση CFRP. Σχετικά με τις συνοριακές συνθήκες, το καμπύλο τμήμα συγκρατείται και από τα δύο άκρα έτσι ώστε η εφαρμοζόμενη μετατόπιση να προκαλεί καθαρή κάμψη. Παράλληλα, εφαρμόζεται εσωτερική πίεση ίση με 30%  $P_y$ . Επιπρόσθετα, η εφαρμοζόμενη μετατόπιση που προκαλεί την καμπτική φόρτιση του καμπύλου τμήματος ισούται με  $\pm 50$ mm. Το **Σχήμα 6** απεικονίζει το μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων.

Στην παρούσα αριθμητική διερεύνηση εξετάζονται τρεις περιπτώσεις. Η Περίπτωση 1 αφορά ένα μη ενισχυμένο καμπύλο τμήμα υπό έντονες συνθήκες κυκλικής φόρτισης, η Περίπτωση 2 αναφέρεται σε ένα ενισχυμένο καμπύλο τμήμα με ενίσχυση CFRP (χωρίς ενίσχυση στα καμπύλα τμήματα) και η Περίπτωση 3 αφορά ενισχυμένο καμπύλο τμήμα με ενίσχυση CFRP, ενισχυμένο όχι μόνο στην περιοχή του καμπύλου τμήματος, αλλά και στο τμήμα των ευθείων αγωγών.

Αρχικά μονοτονική φόρτιση εφαρμόζεται σε ένα καμπύλο τμήμα έτσι ώστε να εξεταστεί η επιρροή της ενίσχυσης του CFRP. Το **Σχήμα 7** και το **Σχήμα 8** δείχνουν τις καμπύλες φόρτισης-μετατόπισης για την κάμψη κατά το άνοιγμα και το κλείσιμο του καμπύλου τμήματος, για κάθε περίπτωση αντίστοιχα. Τελικά, τα αποτελέσματα δείχνουν ότι η ενίσχυση CFRP αυξάνει την απόκριση του καμπύλου τμήματος.

#### **Κυκλικές φορτίσεις σε καμπύλους σωλήνες**

Σχετικά με την Περίπτωση 1, παρουσιάζονται τα αριθμητικά αποτελέσματα του στοιχείου που υποβάλεται σε κυκλική φόρτιση. Το **Σχήμα 9** απεικονίζει το μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων για την Περίπτωση 1 το οποίο αποτελείται μόνο από το καμπύλο τμήμα, δηλαδή είναι απερίσφυκτο και Το **Σχήμα 10** δείχνει την περιφερειακή παραμόρφωση κατά το άνοιγμα και το κλείσιμο του καμπύλου τμήματος. Το **Σχήμα 11** απεικονίζει την καμπύλη φόρτισης-μετατόπισης κατά τη διάρκεια της κυκλικής φόρτισης. Επιπρόσθετα, το **Σχήμα 12** και το **Σχήμα 13** αναδεικνύουν τη συσσώρευση της παραμόρφωσης λίγο πιο κάτω από την μέση του καμπύλου τμήματος (flank) στην περιφερειακή και την αξονική διεύθυνση. Τα αποτελέσματα δείχνουν ότι η συσσώρευση πλαστικής παραμόρφωσης είναι κυρίως κοντά στο flank και ο ρυθμός ratcheting είναι αρκετά υψηλός.

Στο **Σχήμα 14** έως το **Σχήμα 20** απεικονίζονται τα αντίστοιχα αποτελέσματα για την Περίπτωση 2. Το **Σχήμα 14** απεικονίζει το μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων για την Περίπτωση 2. Το **Σχήμα 15** δείχνει την καμπύλη φόρτισης-μετατόπισης κατά τη διάρκεια της κυκλικής φόρτισης. Το **Σχήμα 16** δείχνει την περιφερειακή παραμόρφωση στο άνοιγμα και το κλείσιμο του καμπύλου τμήματος. Επιπρόσθετα, από το **Σχήμα 17** έως και το **Σχήμα 20** παρουσιάζεται η συσσώρευση της πλαστικής παραμόρφωσης στην περιφερειακή και την αξονική διεύθυνση για διαφορετικά

---

σημεία. Τα αποτελέσματα δείχνουν ότι οι πλαστικές παραμορφώσεις είναι μικρότερες συγκριτικά με ένα μη ενισχυμένο καμπύλο τμήμα.

Επιπρόσθετα, τα αντίστοιχα αποτελέσματα για την Περίπτωση 3 παρουσιάζονται από το **Σχήμα 21** έως **Σχήμα 27**. Το **Σχήμα 21** απεικονίζει το μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων για την Περίπτωση 3, Το **Σχήμα 22** δείχνει την καμπύλη φόρτισης-μετατόπισης κατά τη διάρκεια της κυκλικής φόρτισης. Το **Σχήμα 23** δείχνει την περιφερειακή παραμόρφωση στο άνοιγμα και το κλείσιμο του καμπύλου τμήματος. Επιπλέον, στο **Σχήμα 24** έως το **Σχήμα 27** παρουσιάζεται η συσσώρευση της πλαστικής παραμόρφωσης στην περιφερειακή και την αξονική διεύθυνση για διαφορετικά σημεία. Τα αποτελέσματα δείχνουν ότι οι πλαστικές παραμορφώσεις είναι μικρότερες συγκριτικά με ένα μη ενισχυμένο καμπύλο τμήμα (Περίπτωση 1) καθώς επίσης και από ένα ενισχυμένο με CFRP τμήμα μόνο στην περιοχή του καμπύλου τμήματος

### **Βασικά συμπεράσματα**

Τα καμπύλα τμήματα (elbows) αποτελούν τα πλέον κρίσιμα στοιχεία σε ένα σύστημα αγωγών (piping systems) και αγωγούς μεταφοράς. Κάτω από ακραίες συνθήκες κυκλικής φόρτισης (σεισμός) μπορεί να δημιουργηθεί αστοχία στο καμπύλο τμήμα λόγω κόπωσης ή ratcheting (συσσώρευση πλαστικής παραμόρφωσης) και οδηγούν σε διάρρηξη του τοιχώματος του στοιχείου που έχει ως αποτέλεσμα την απώλεια περιεχομένου, δηλαδή την πλήρη αστοχία.

Ένας τρόπος για να αποφευχθεί μία τέτοια αστοχία είναι η χρήση σύνθετων υλικών. Τα αριθμητικά αποτελέσματα δείχνουν ότι τα CFRP αυξάνουν την αντοχή, μειώνουν τις παραμορφώσεις και αυτό έχει ως αποτέλεσμα να αυξάνεται η αντοχή των σωλήνων σε ισχυρή φόρτιση, καθώς και η διάρκεια ζωής του καμπύλου τμήματος σε ισχυρή κυκλική φόρτιση έναντι του φαινομένου της ολιγοκυκλικής κόπωσης.



### **3. Ενίσχυση δεξαμενών αποθήκευσης υγρών με περίσφιξη από φύλλα σύνθετων υλικών**

Αντικείμενο της παρούσας υπο-δράσης αποτελεί η βελτίωση της δομικής συμπεριφοράς ατμοσφαιρικών δεξαμενών αποθήκευσης υγρών σε τοπικό λυγισμό με παρουσία ενίσχυσης από Carbon Fiber Reinforced Plastics (CFRP), όπως και στην περίπτωση των καμπύλων τμημάτων (elbows) που εξετάστηκε σε προηγούμενη ενότητα.

Η ιδέα της περίσφιξης σωληνωτών μελών από χάλυβα με ενισχυτικά φύλλα από CFRP αποτελεί μία πρόσφατη πρακτική η οποία κερδίζει συνεχώς έδαφος για την εφαρμογή της και σε δομικές εφαρμογές (Teng and Hu, 2007; Headir et al., 2011), αλλά και σε αγωγούς από χάλυβα (Alexander, 2008; Alexander and Ochoa, 2010). Για την περίπτωση όμως των δεξαμενών, η μόνη εργασία που παρουσιάζει αποτελέσματα για την ενίσχυση δεξαμενών έναντι τοπικού λυγισμού βάσης (elephant's foot buckling) με ενισχυτικά φύλλα από CFRP είναι η εργασία των Batikha et al. (2009), η οποία όμως αναφέρεται εμμέσως στον λυγισμό, ακολουθώντας μία προσέγγιση γραμμικής ανάλυσης, και μάλιστα με αναλυτικές μεθόδους θεωρώντας αξονομετρική παραμόρφωση του κελύφους της δεξαμενής.

Η παρούσα έρευνα εστιάζει στο θέμα της ενίσχυση δεξαμενών έναντι τοπικού λυγισμού βάσης με ενισχυτικά φύλλα από CFRP, χρησιμοποιώντας μία προσέγγιση πεπερασμένων στοιχείων. Για τους σκοπούς της παρούσας υπο-δράσης, μοντελοποιείται μία τυπική αγκυρωμένη δεξαμενή αποθήκευσης υγρού με χρήση πεπερασμένων στοιχείων:

- Η δεξαμενή έχει διάμετρο 6.3 m και συνολικό ύψος 7.4 m. Το ύψος πλήρωσης της δεξαμενής είναι ίσο με 6.9 m, το οποίο αντιστοιχεί σε λόγο ύψους προς ακτίνα  $\gamma=H/R$  ίσο με 2.467. Το πάχος του μεταλλικού τοιχώματος της δεξαμενής είναι ενιαίο και ίσο με 6 mm. Η πλάκα πυθμένα και η δακτυλοειδής περιμετρική πλάκα έχουν πάχος 9 mm.

---

Το υλικό της δεξαμενής περιγράφεται μέσω του κριτηρίου διαρροής von Mises, με ιστροπική σκλήρυνση. Το υλικό της δεξαμενής θεωρείται συνήθης χάλυβας κατασκευών S235 με όριο διαρροής  $\sigma_y=235$  MPa, μέτρο ελαστικότητας  $E=210.000$  MPa και συντελεστή σκλήρυνσης  $E_T=210$  MPa που αντιστοιχεί στο 1/1000 του μέτρου ελαστικότητας. Η πυκνότητα του αποθηκευμένου υγρού είναι  $\rho= 1000$  kg/m<sup>3</sup>.

Η γεωμετρία της δεξαμενής απεικονίζεται στο **Σχήμα 28**.

Το μοντέλο που χρησιμοποιείται είναι παρόμοιο με την πειραματική διάταξη που παρουσιάστηκε στην εργασία των Mathon & Limam (2006) και απεικονίζεται στο **Σχήμα 29**. Η δεξαμενή θεωρείται αγκυρωμένη και στο πάνω μέρος της τοποθετείται μια ράβδος, μήκους  $e$ , η οποία φορτίζεται με ένα οριζόντιο φορτίο  $F$ . Με την φόρτιση αυτή, η δεξαμενή κάμπτεται και σε μεγάλα φορτία εμφανίζεται αστοχία μορφής “elephant’s foot” στη βάση της (**Σχήμα 30**). Η διάταξη αυτή επιτρέπει την επιβολή οριζόντιου φορτίου σε διάφορα ύψη αντιστοιχώντας στην επιθυμητή μεταβολή ροπής καθ’ ύψους της δεξαμενής.

Η ανάλυση που πραγματοποιείται είναι μη-γραμμική στατική και αποτελείται από δύο βήματα. Στο πρώτο βήμα η δεξαμενή φορτίζεται λόγω υδροστατικής πίεσης του υγρού και στο δεύτερο, κρατώντας σταθερή την πίεση, αυξάνεται σταδιακά το φορτίο στο πάνω μέρος της ράβδου μέχρι να επέλθει λυγισμός/κατάρρευση της δεξαμενής. Το δεύτερο στάδιο πραγματοποιείται με τη χρήση του αλγορίθμου Riks, για να ξεπεραστούν τα χαρακτηριστικά “snap-back” του δρόμου ισορροπίας.

Για την προσομοίωση της δομικής συμπεριφοράς της δεξαμενής χρησιμοποιείται το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS. Το κέλυφος της δεξαμενής μοντελοποιείται με πεπερασμένα τετρακομβικά στοιχεία κελύφους μειωμένης ολοκλήρωσης (S4R). Το περιτύλιγμα, δηλαδή η ενίσχυση από CFRP, προσομοιώνεται με ένα επιπλέον στρώμα ομοιόμορφου πάχους γύρω από το κατώτερο τμήμα της δεξαμενής, με τη χρήση στοιχείων κελύφους και με υλικό το οποίο έχει τις κατάλληλες ιδιότητες (**Πίνακας 4**). Στην προσομοίωση, το τοίχωμα θεωρείται πακτωμένο στο κάτω μέρος (**Σχήμα 31**).

Το ύψος που ασκείται το οριζόντιο φορτίο  $F$  δεν αποτελεί κρίσιμο παράγοντα για την τιμή της μέγιστης ροπής όπως αυτό έχει πιστοποιηθεί σε προηγούμενη εργασία (Vathi & Karamanos 2016), επομένως στις παρούσες αναλύσεις χρησιμοποιείται  $e=5H_t$ , όπου  $H_t$  είναι το συνολικό ύψος της δεξαμενής. Με τον τρόπο αυτό υπάρχει σχετικά μικρή μεταβολή της ροπής καθ' ύψος της διατομής. Επιπλέον, το ύψος του στρώματος CFRP είναι  $h_F$ , μεγαλύτερο του μήκους τοπικού λυγισμού, αρκετό για να εμποδίσει το σχηματισμό elephant's foot στο κατώτερο μέρος της δεξαμενής.

Στην παρούσα αριθμητική διερεύνηση εξετάζονται οι παρακάτω περιπτώσεις:

- α) Επιρροή της ενίσχυσης με CFRP στην αντοχή της δεξαμενής για τέλεια και ατελή γεωμετρία δεξαμενής
- β) Επιρροή του πάχους της ενίσχυσης με CFRP στην αντοχή της δεξαμενής για τέλεια γεωμετρία δεξαμενής

#### **(α) Επιρροή της ενίσχυσης με CFRP στην αντοχή της δεξαμενής για τέλεια και ατελή γεωμετρία**

Χρησιμοποιώντας το μοντέλο που περιγράφηκε προηγουμένως και θεωρώντας τέλεια γεωμετρία δεξαμενής (μοντέλο χωρίς ατέλειες) παίρνουμε διάφορες μορφές λυγισμού "elephant's foot", όπως εμφανίζονται στο **Σχήμα 32**. Εστιάζοντας σε ένα τυχαίο στιγμιότυπο στην ανάλυση, η οποία περιέχει μια παραμόρφωση μορφής τοπικού λυγισμού, και μεγιστοποιώντας ή ελαχιστοποιώντας ανάλογα αυτή τη γεωμετρία με τη χρήση ενός κατάλληλου συντελεστή, μπορούν να παραχθούν ατελείς γεωμετρίες δεξαμενών με το επιθυμητό εύρος ατέλειας.

Στα πλαίσια της συγκεκριμένης δράσης, πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις για διάφορα μεγέθη αρχικής ατέλειας. Στον **Πίνακας 5** φαίνεται η επιρροή της ενίσχυσης με CFRP στην αντοχή της δεξαμενής στην περίπτωση τέλειας ( $w_0=0$ ) και ατελούς γεωμετρίας της δεξαμενής (εδώ  $w_0=0.45t$ , όπου  $t$  το πάχος του τοιχώματος της δεξαμενής). Επίσης στα **Σχήμα 33** και **Σχήμα 34** φαίνονται στιγμιότυπα μορφών της παραμορφωμένης δεξαμενής στο ABAQUS για τις διάφορες περιπτώσεις που αντιστοιχούν στα σημεία από τον **Πίνακας 5**.

**Πίνακας 5: Μέγιστη ροπή ενισχυμένων και μη ενισχυμένων δεξαμενών με φύλλα περίσφιξης CFRP για τέλεια και ατελή γεωμετρία δεξαμενής για ράβδο μήκους  $e=5Ht$ .**

<u>Είδος ενίσχυσης δεξαμενής</u>	<u>M/M<sub>y</sub> για w<sub>0</sub>=0</u>	<u>M/M<sub>y</sub> για w<sub>0</sub>=0.45t</u>
<u>Δεξαμενή χωρίς CFRP</u>	<u>0.736</u>	<u>0.537</u>
<u>Δεξαμενή με CFRP με διεύθυνση ινών στην περιμετρική διεύθυνση</u>	<u>0.894</u>	<u>0.863</u>
<u>Δεξαμενή με CFRP με διεύθυνση ινών στην αξονική διεύθυνση</u>	<u>0.902</u>	<u>0.713</u>

Όπως προκύπτει από τον **Πίνακα 5** η παρουσία ενίσχυσης με φύλλο από CFRP βελτιώνει την αντοχή της δεξαμενής σε τέλεια και σε ατελή γεωμετρία. Επίσης η ενίσχυση με CFRP με διεύθυνση των ινών περιμετρικά της δεξαμενής αυξάνει την αντοχή της ατελούς δεξαμενής σε σχέση με την περίπτωση που οι ίνες είναι προς τη διεύθυνση των γενετειρών.

### **β) Επιρροή του πάχους της ενίσχυσης με CFRP στην αντοχή της δεξαμενής για τέλεια γεωμετρία**

Στη συνέχεια εξετάστηκε η επιρροή του πάχους της ενίσχυσης στην αντοχή της δεξαμενής. Οι περιπτώσεις που μελετήθηκαν φαίνονται στον **Πίνακα 6**. Τα αποτελέσματα δείχνουν πως υπάρχει σημαντική βελτίωση της αντοχής της δεξαμενής με τη χρήση φύλλων περίσφιξης CFRP.

**Πίνακας 6: Είδος στρωμάτων CFRP που χρησιμοποιήθηκαν στις αναλύσεις για την περίπτωση 2 στρωμάτων CFRP.**

<u>Διεύθυνση φύλλων περίσφιξης</u>	<u>M/M<sub>y</sub></u>
<u>2 στρώματα CFRP, και τα 2 με διεύθυνση ινών στην περιμετρική διεύθυνση</u>	<u>0.863</u>
<u>2 στρώματα CFRP, και τα 2 με διεύθυνση ινών στην αξονική διεύθυνση</u>	<u>0.932</u>
<u>2 στρώματα CFRP, το 1 περιφερειακά και το άλλο αξονικά</u>	<u>0.909</u>

Το βασικό συμπέρασμα από τις ανωτέρω αναλύσεις είναι πως η περίσφιξη του κατώτερου τμήματος μίας δεξαμενής με φύλλα από CFRP αποτελεί έναν απλό και

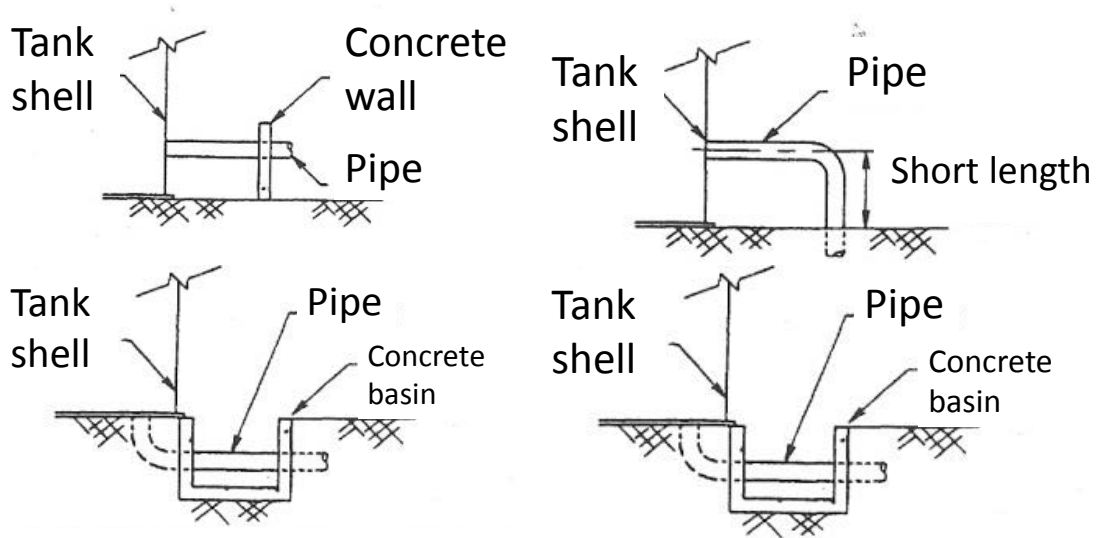
οικονομικό τρόπο αύξησης της αντοχής της δεξαμενής σε τοπικό λυγισμό μορφής “elephant’s foot” και μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τη δομική αναβάθμιση δεξαμενών έναντι ισχυρής σεισμικής φόρτισης.

---

**ΜΕΡΟΣ Α΄**

**ΣΧΗΜΑΤΑ**

---



**Σχήμα 1::** Μη επιθυμητές λεπτομέρειες συνδέσεων μεταξύ δεξαμενής και σωλήνωσης, που μπορεί να προκαλέσουν αστοχία με πιθανή απώλεια περιεχομένου.

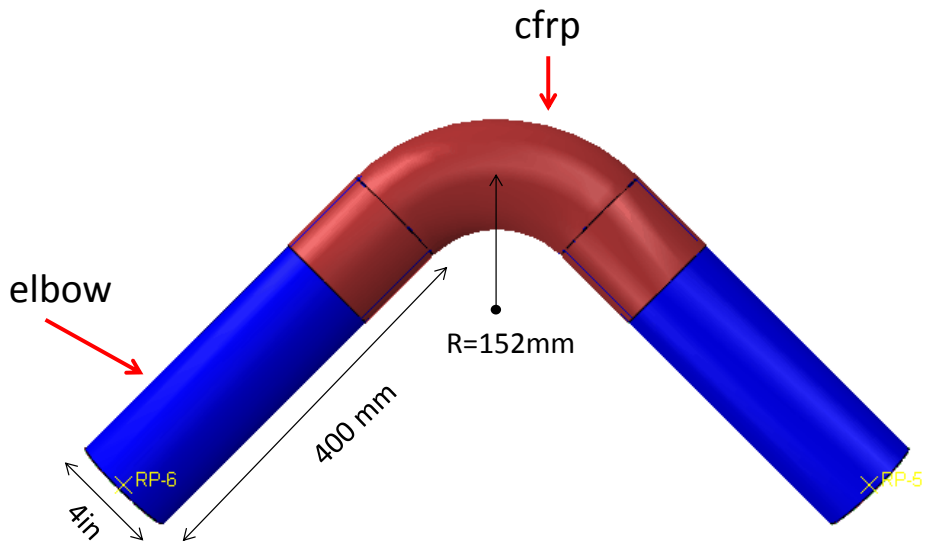


**Σχήμα 2:** Τυπικά συστήματα σωληνώσεων βιομηχανικών και λιμενικών εγκαταστάσεων.

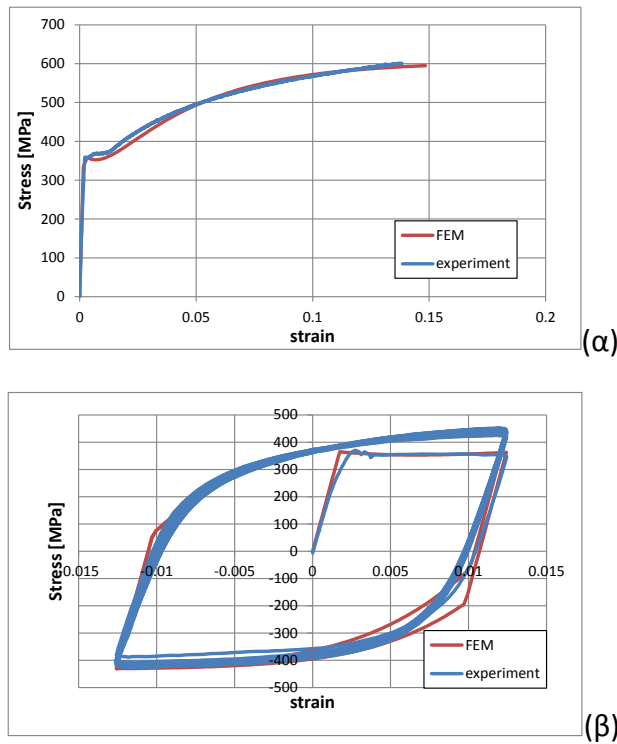


**Σχήμα 3:** Περισιγμένα τμήματα βιομηχανικών σωληνώσεων με σύνθετα υλικά (Alexander & Bedoya, 2011)

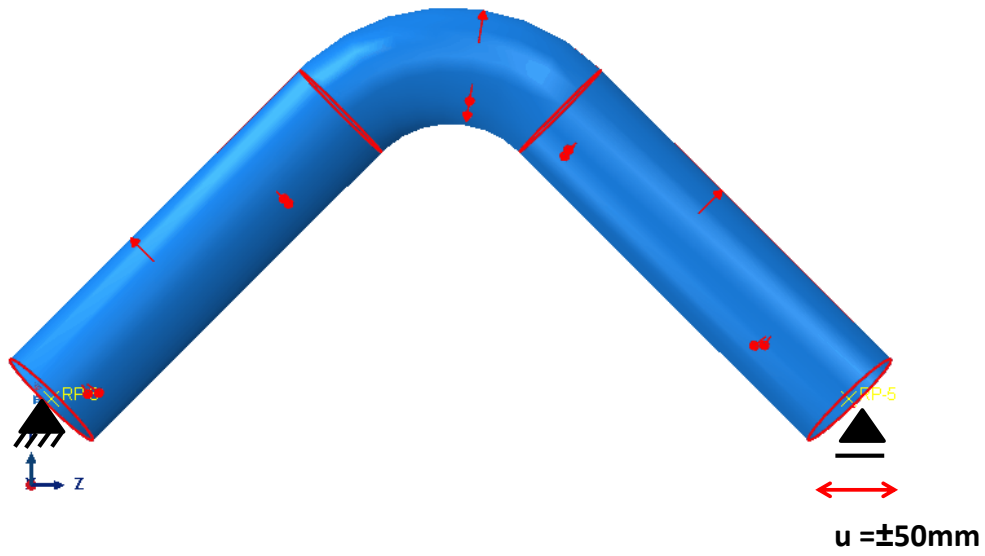




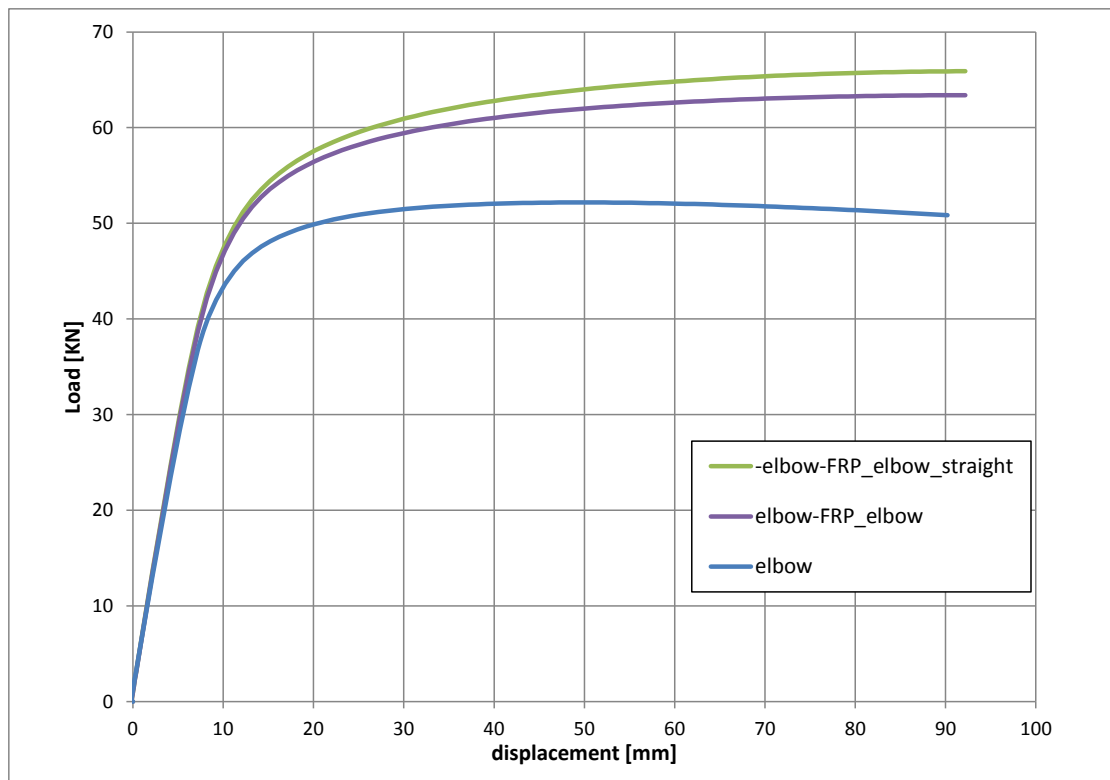
Σχήμα 4: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά του καμπύλου τμήματος.



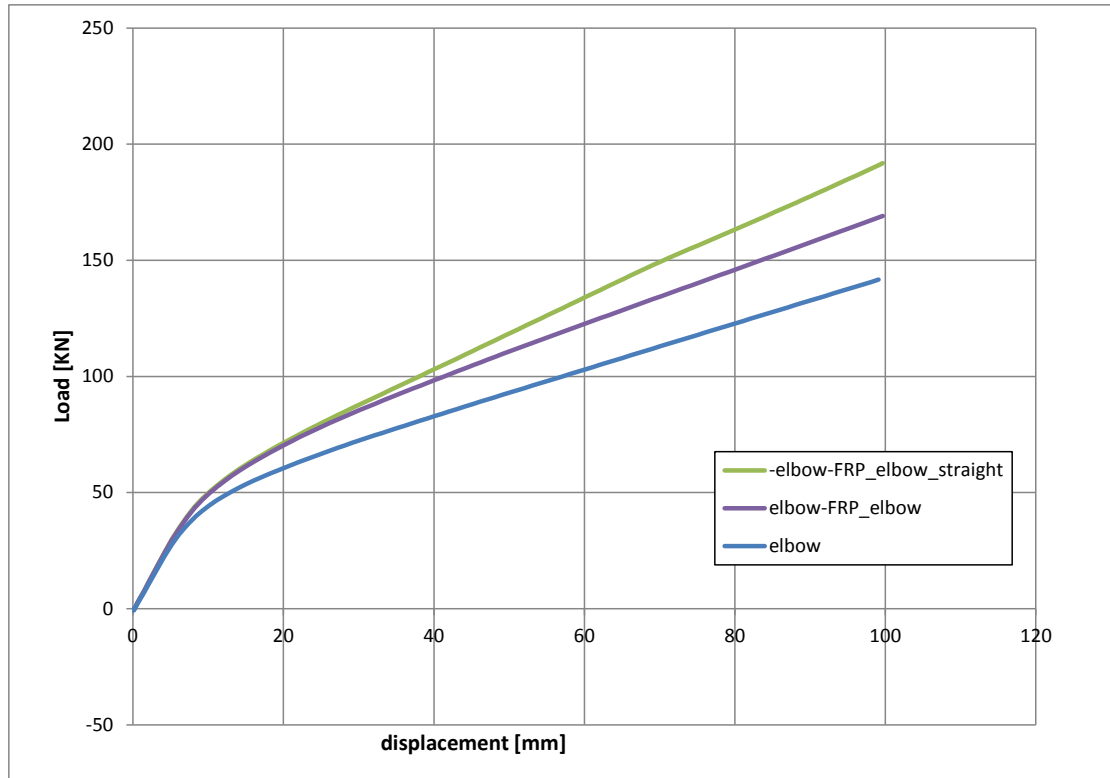
Σχήμα 5: Σύγκριση καμπυλών φόρτισης-μετατόπισης που προκύπτουν από πειραματικά και αριθμητικά αποτελέσματα για χάλυβα βαθμού X52 (α) μονοτονική φόρτιση και (β) μονοτονική και κυκλική φόρτιση.



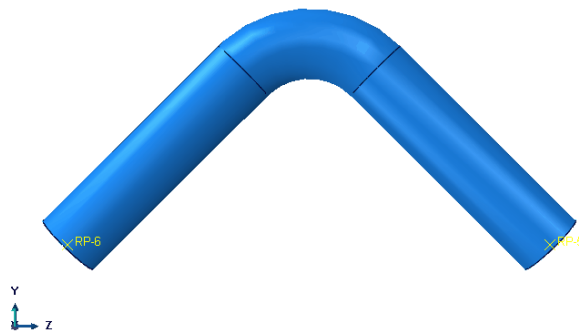
Σχήμα 6: Μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων.



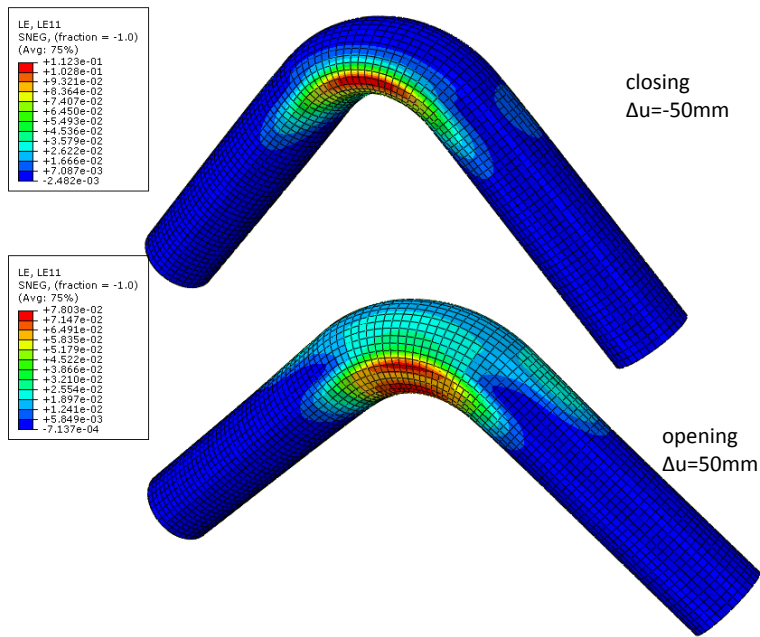
Σχήμα 7 : Καμπύλες φόρτισης-μετατόπισης για τις τρεις υπό εξέταση περιπτώσεις (κάμψη κατά το κλείσιμο).



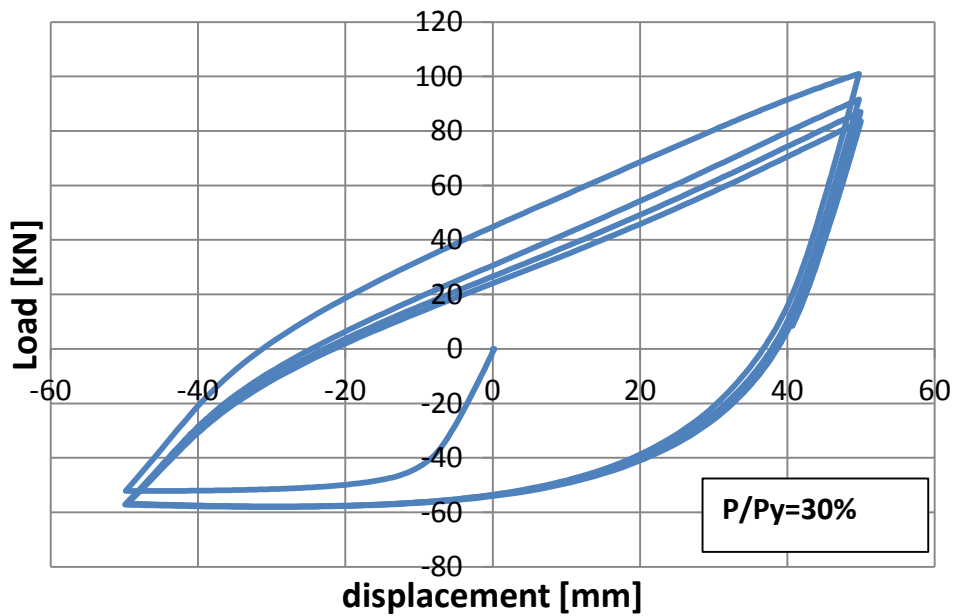
Σχήμα 8 : Καμπύλες φόρτισης-μετατόπισης για τις τρεις υπό εξέταση περιπτώσεις (κάμψη κατά το άνοιγμα).



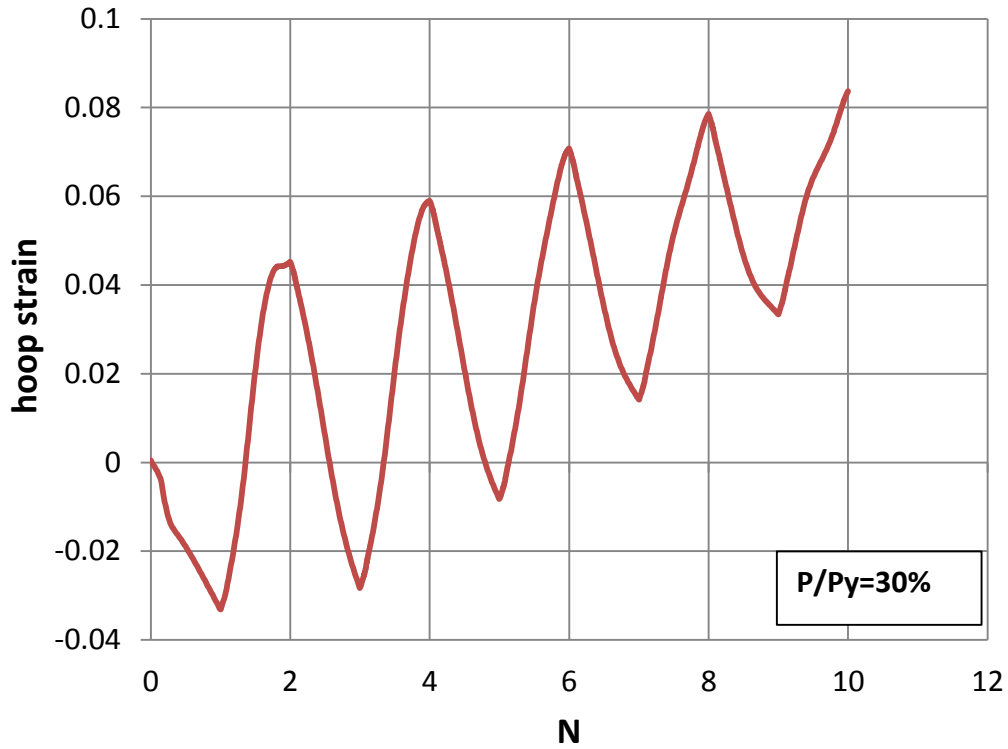
Σχήμα 9: Μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων (Περίπτωση 1), σωλήνας χωρίς περίσφιξη.



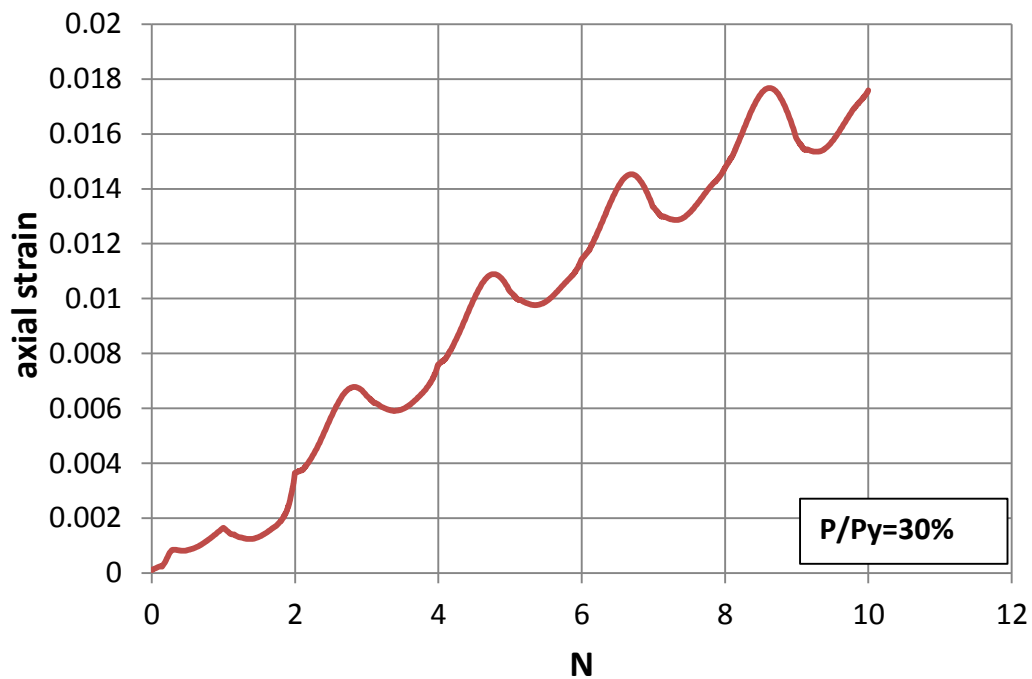
Σχήμα 10: Περιφερειακή παραμόρφωση κατά το άνοιγμα και το κλείσιμο του καμπύλου τμήματος (Περίπτωση 1).



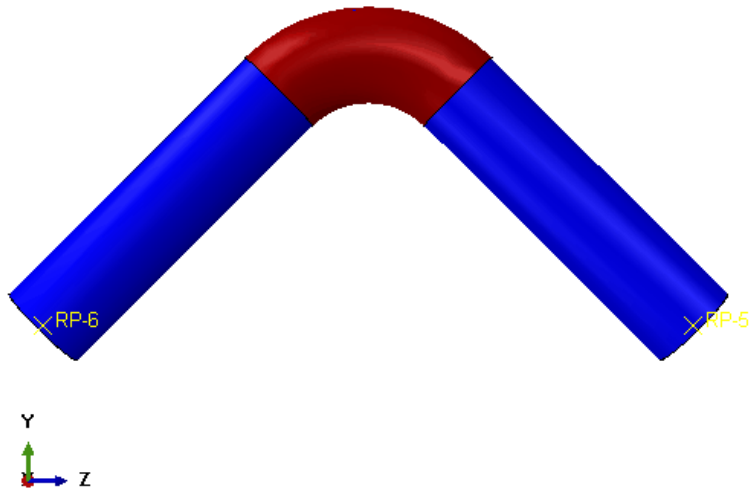
Σχήμα 11 : Καμπύλη φόρτισης-μετατόπισης (Περίπτωση 1).



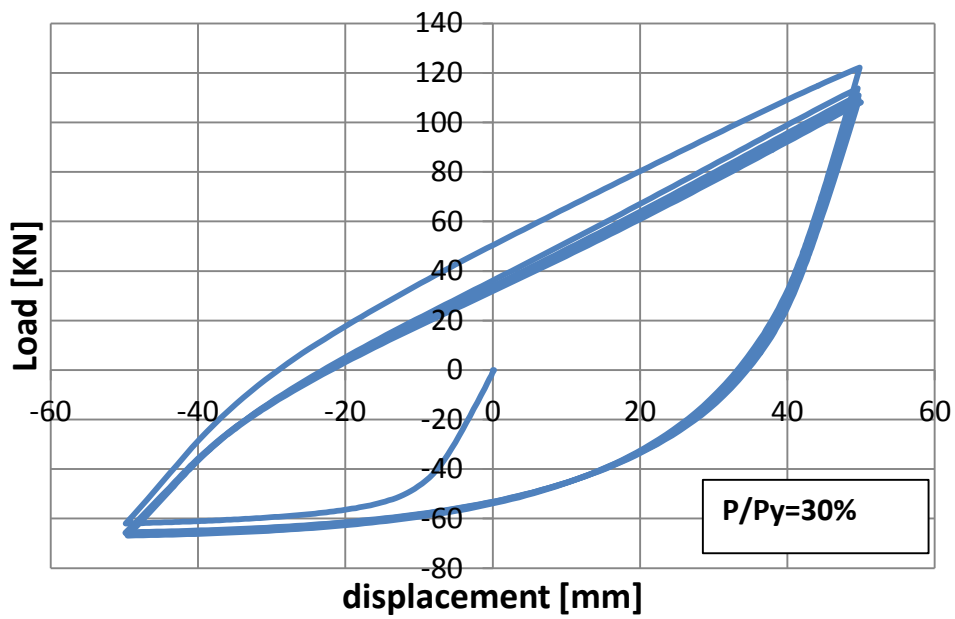
**Σχήμα 12 :** Προοδευτική συσσώρευση περιφερειακής παραμόρφωσης (ratcheting) στο κρίσιμο σημείο του καμπύλου τμήματος (flank) για την Περίπτωση 1.



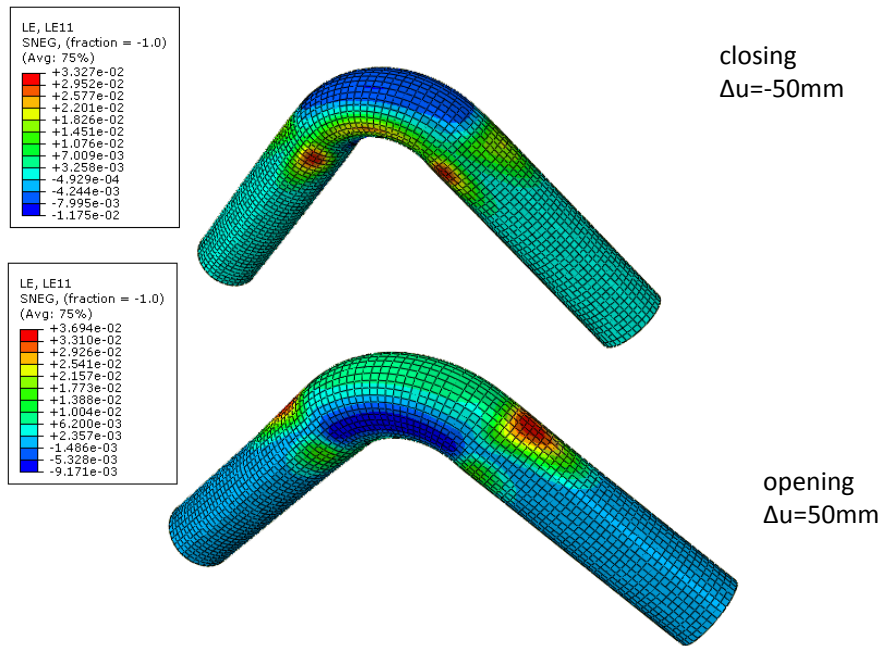
**Σχήμα 13:** Προοδευτική συσσώρευση αξονικής παραμόρφωσης (ratcheting) στο κρίσιμο σημείο του καμπύλου τμήματος (flank) για την Περίπτωση 1.



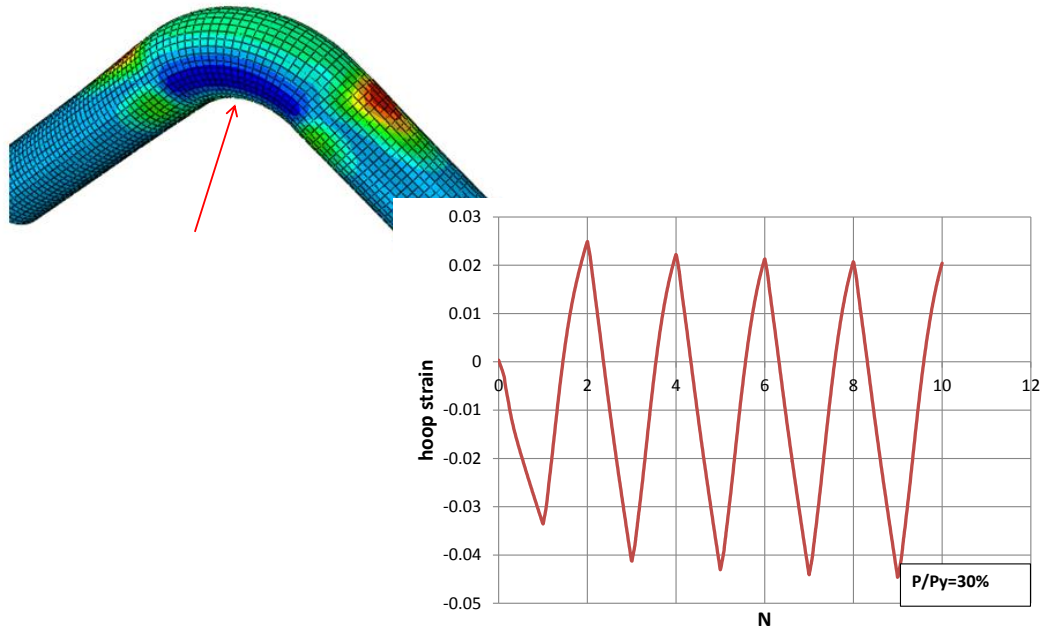
**Σχήμα 14:** Μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων (Περίπτωση 2). Η ενίσχυση αφορά μόνον το καμπύλο τμήμα.



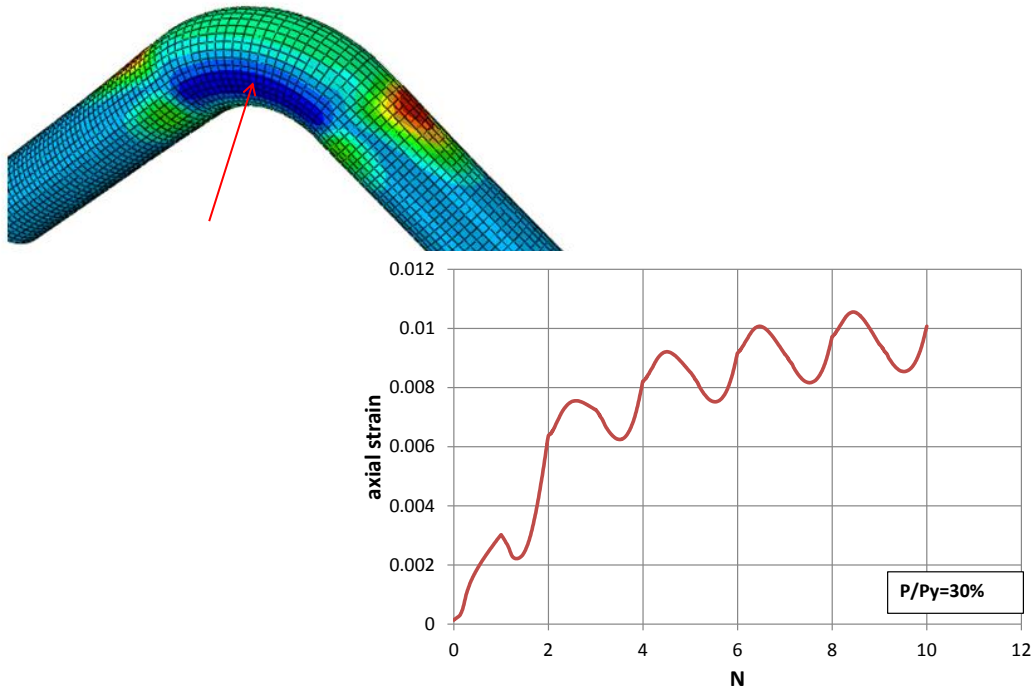
**Σχήμα 15:** Καμπύλη φόρτισης-μετατόπισης (Περίπτωση 2).



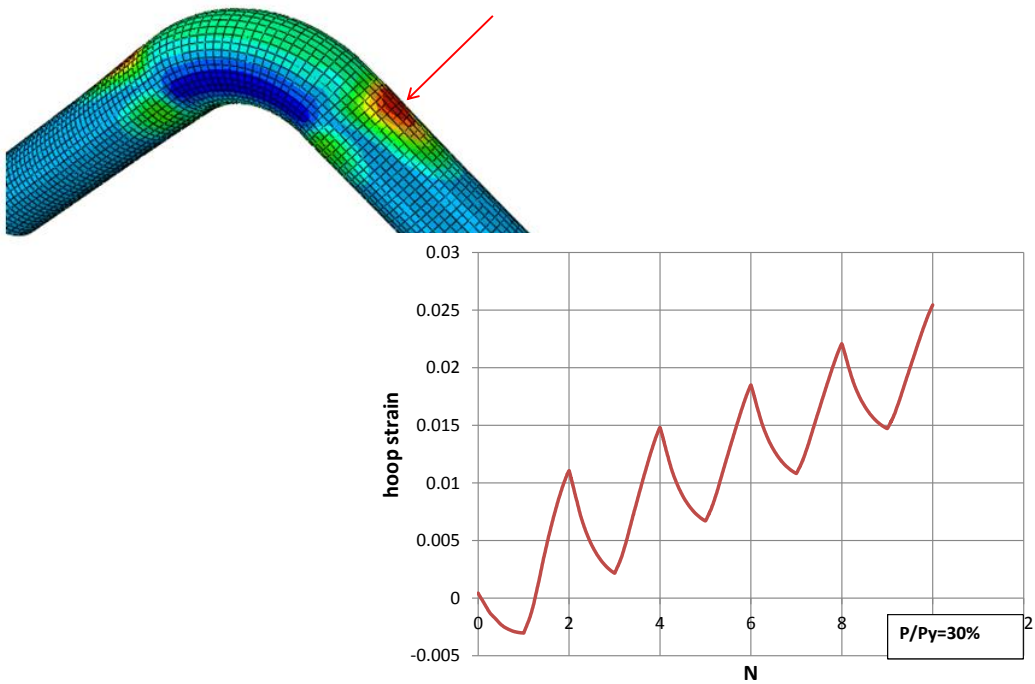
**Σχήμα 16:** Περιφερειακή παραμόρφωση στο άνοιγμα και το κλείσιμο του καμπύλου τμήματος (Περίπτωση 2).



**Σχήμα 17:** Προοδευτική συσσώρευση περιφερειακής παραμόρφωσης (ratcheting) στο κρίσιμο σημείο του καμπύλου τμήματος (flank) για την Περίπτωση 2.

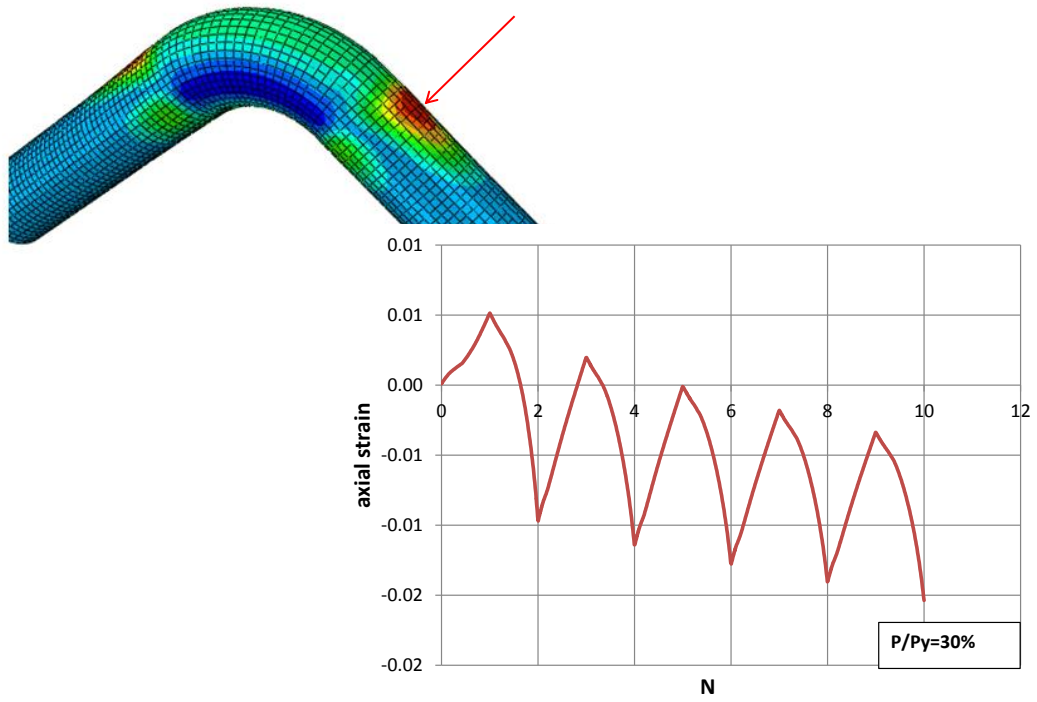


**Σχήμα 18 :** Προοδευτική συσσώρευση αξονικής παραμόρφωσης (ratcheting) στο κρίσιμο σημείο του καμπύλου τμήματος (flank) για την Περίπτωση 2.

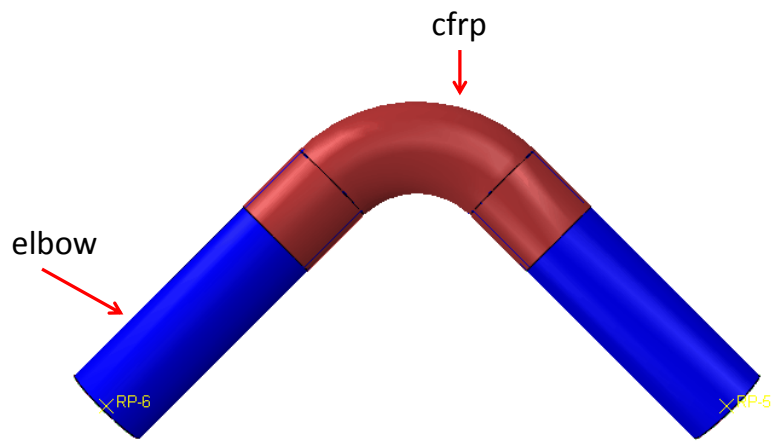


**Σχήμα 19:** Προοδευτική συσσώρευση περιφερειακής παραμόρφωσης (ratcheting) για την Περίπτωση 2.

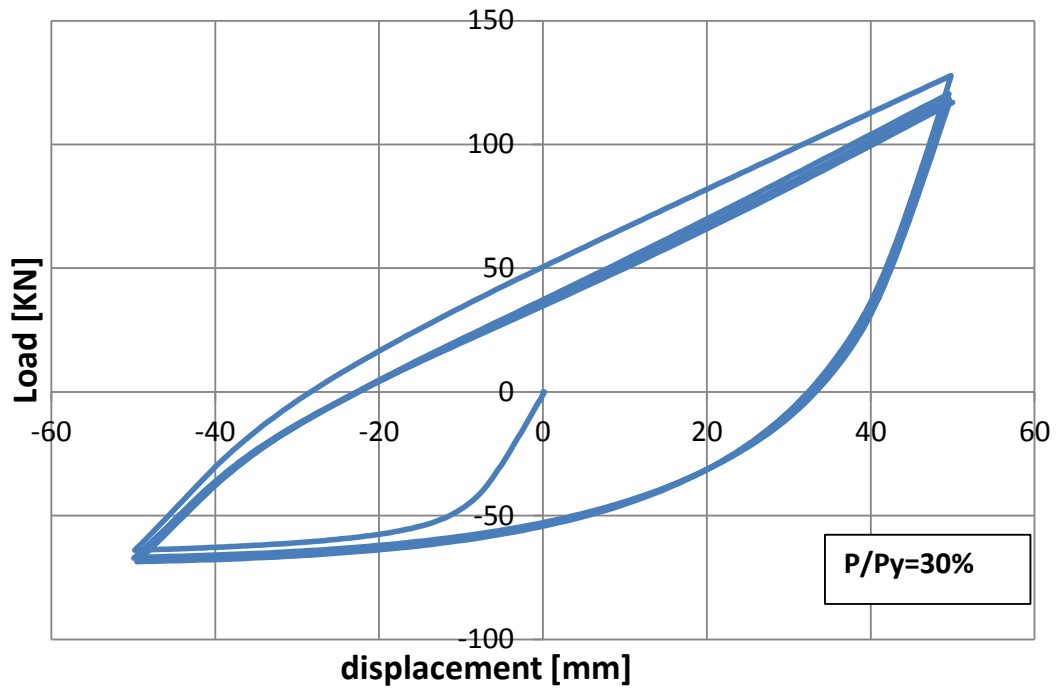




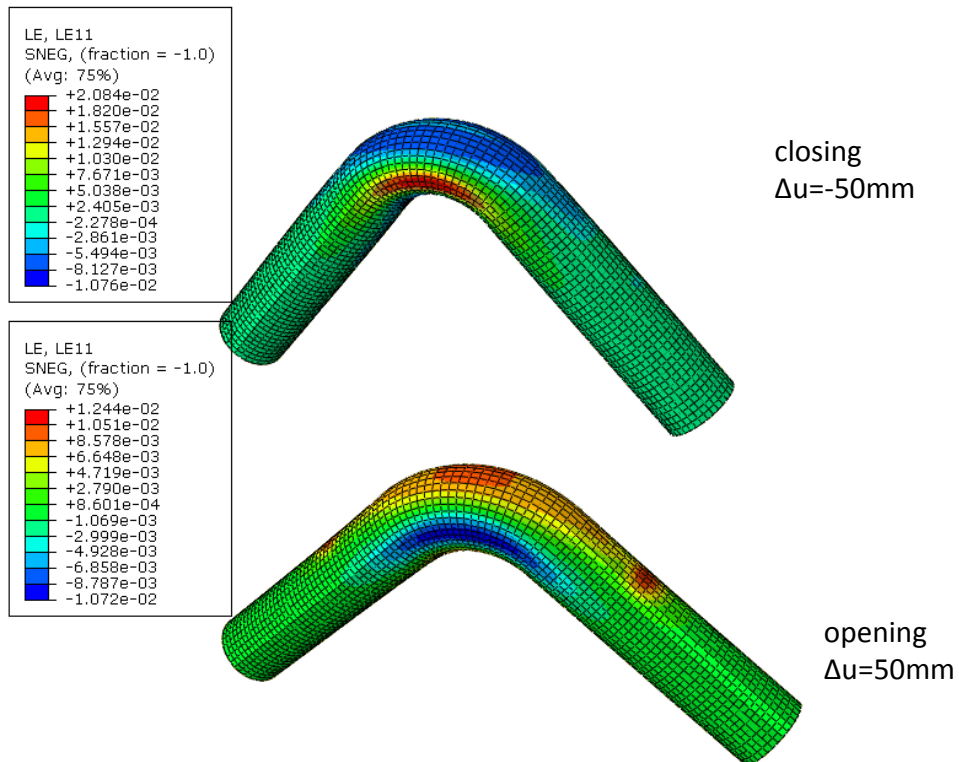
Σχήμα 20 : Προοδευτική συσσώρευση αξονικής παραμόρφωσης (ratcheting) για την Περίπτωση 2.



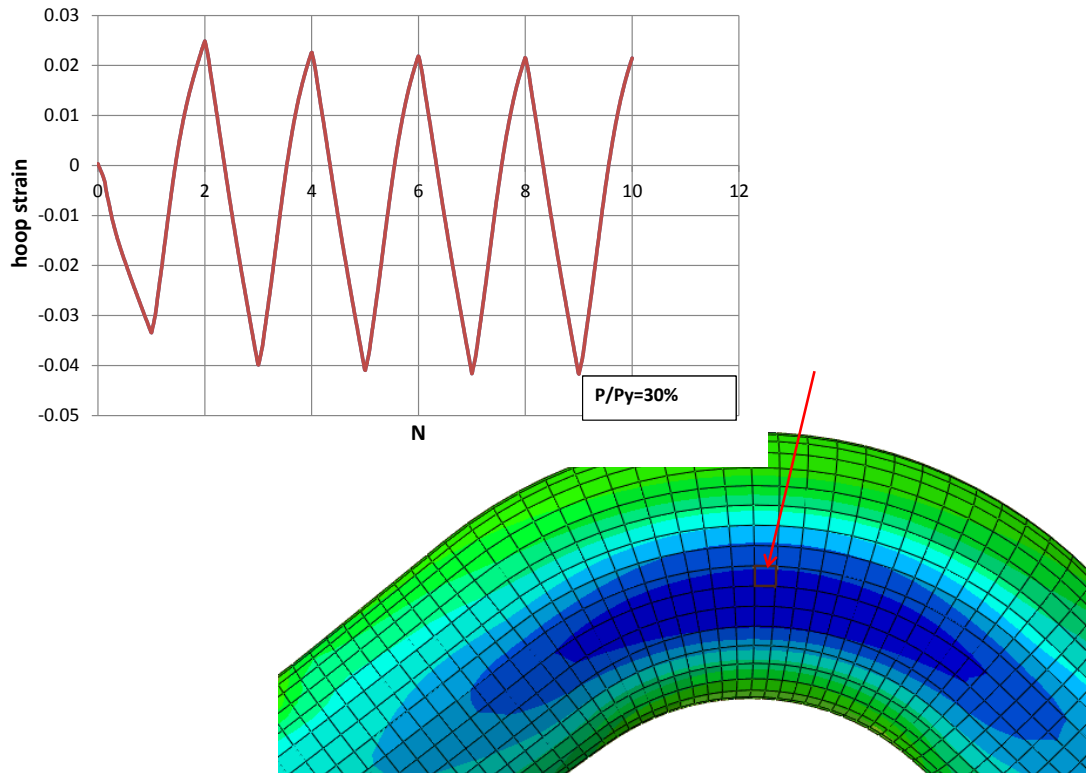
Σχήμα 21 : Μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων (Περίπτωση 3). Η ενίσχυση εκτείνεται και στα ευθύγραμμα τμήματα.



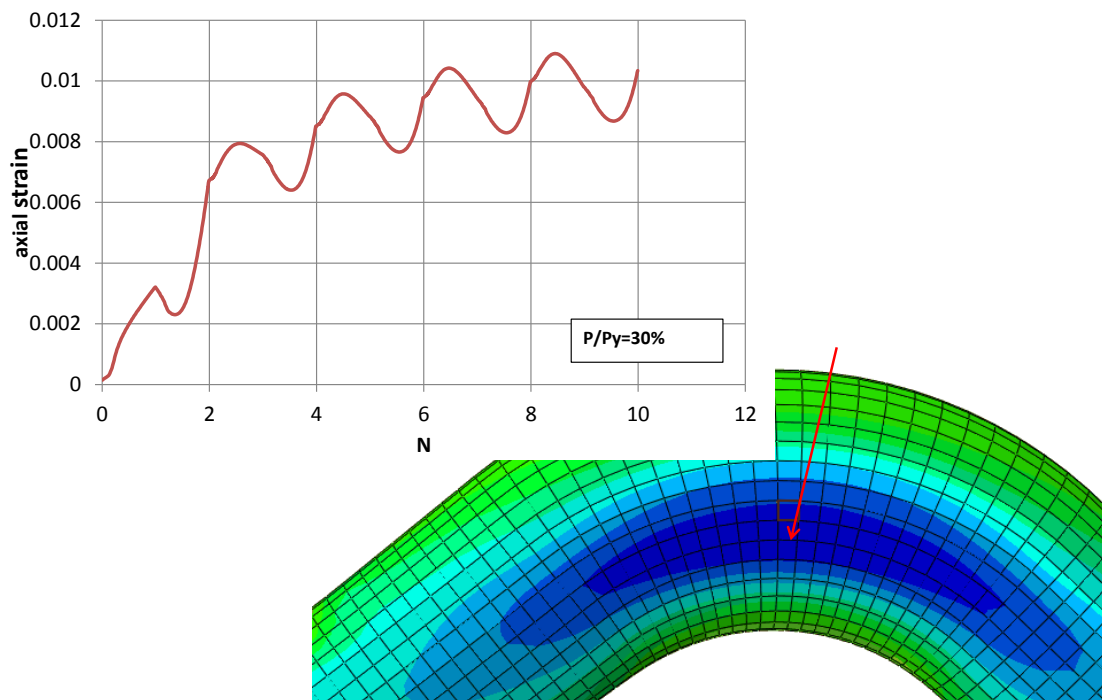
Σχήμα 22 : Καμπύλη φόρτισης-μετατόπισης (Περίπτωση 3).



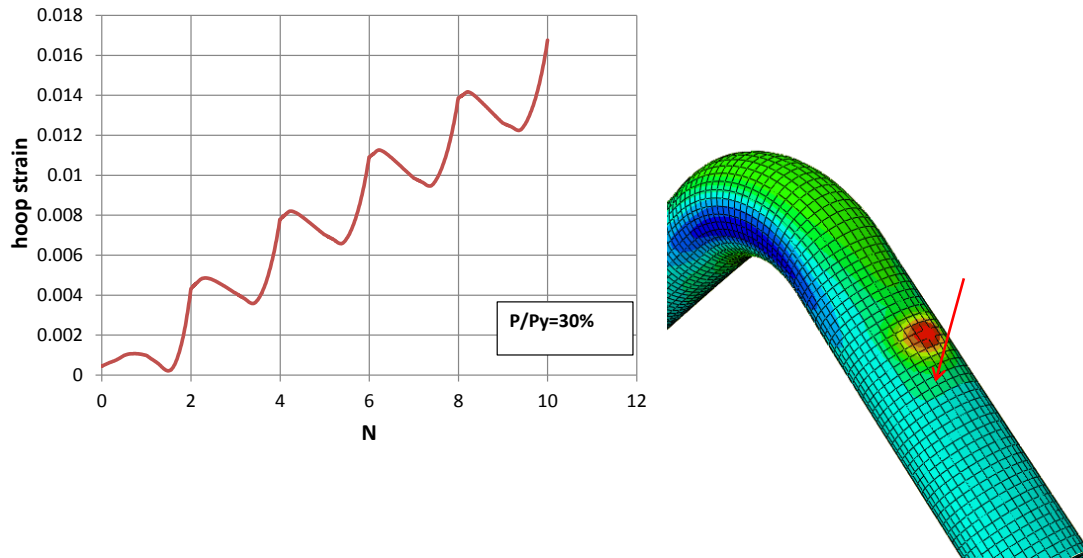
Σχήμα 23 : Περιφερειακή παραμόρφωση στο άνοιγμα και το κλείσιμο του καμπύλου τμήματος (Περίπτωση 3).



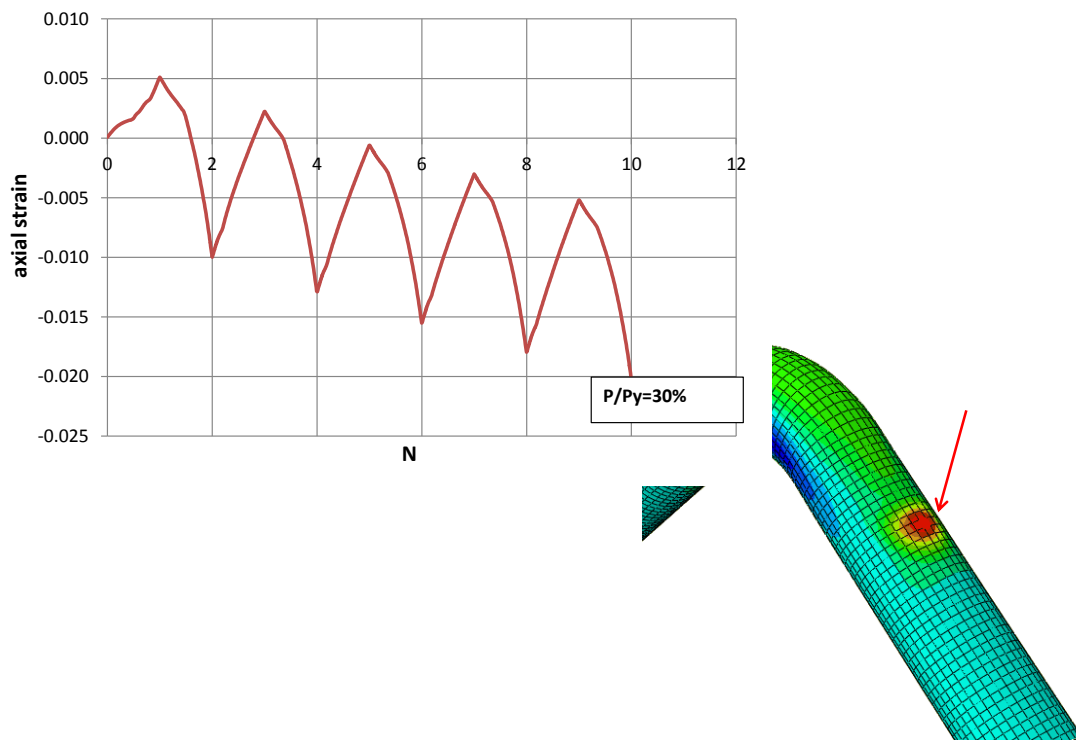
**Σχήμα 24** – Προοδευτική συσσώρευση περιφερειακής παραμόρφωσης (ratcheting) στο κρίσιμο σημείο του καμπύλου τμήματος (flank) για την Περίπτωση 3.



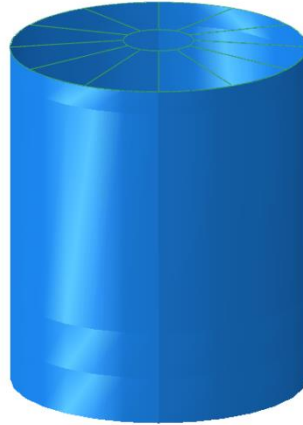
**Σχήμα 25** : Προοδευτική συσσώρευση αξονικής παραμόρφωσης (ratcheting) στο κρίσιμο σημείο του καμπύλου τμήματος (flank) για την Περίπτωση 3.



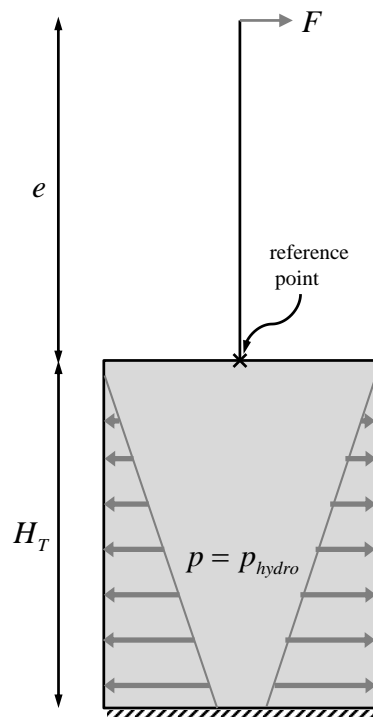
Σχήμα 26 : Προοδευτική συσσώρευση περιφερειακής παραμόρφωσης (ratcheting) για την Περίπτωση 3.



Σχήμα 27 : Προοδευτική συσσώρευση αξονικής παραμόρφωσης (ratcheting) για την Περίπτωση 3.



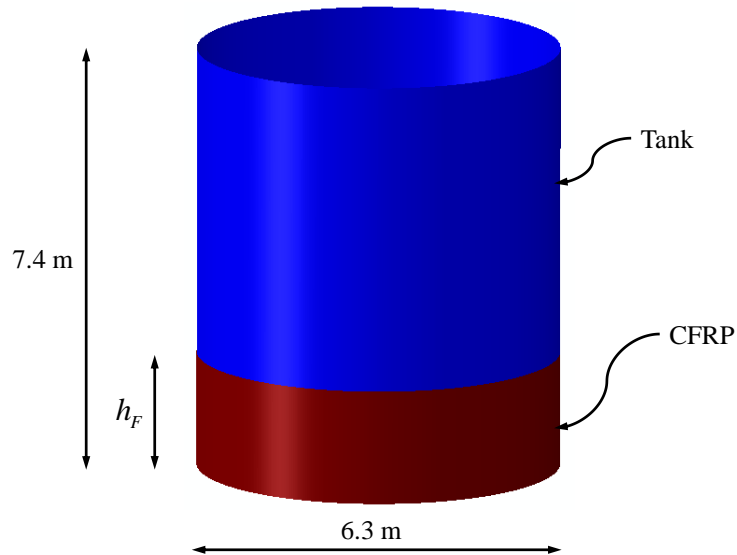
Σχήμα 28: Δεξαμενή διαμέτρου 6.3 m και ύψους 7.4 m.



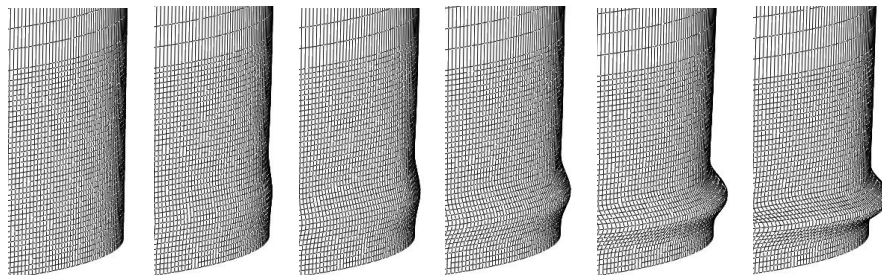
Σχήμα 29: Σχηματική αναπαράσταση του μοντέλου της δεξαμενής υπό πλευρική οριζόντια φόρτιση και υδροστατική πίεση.



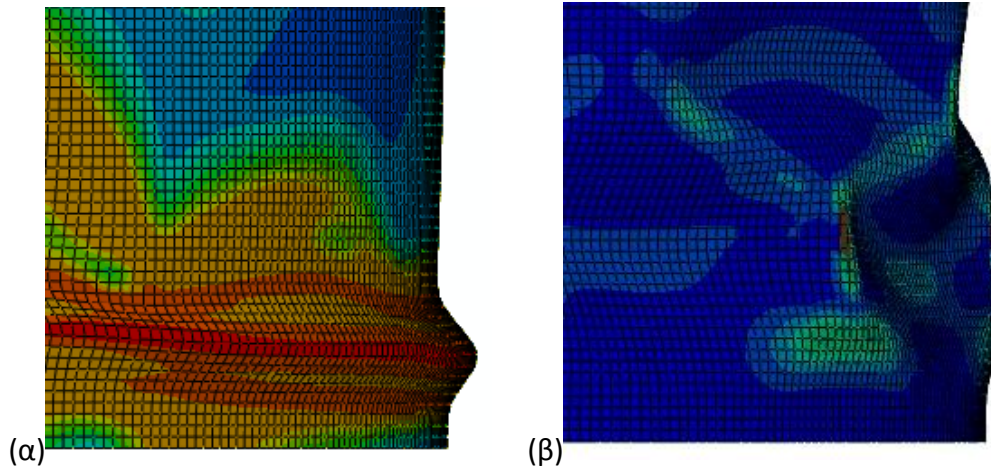
Σχήμα 30: Λυγισμός μορφής «Elephant's foot»



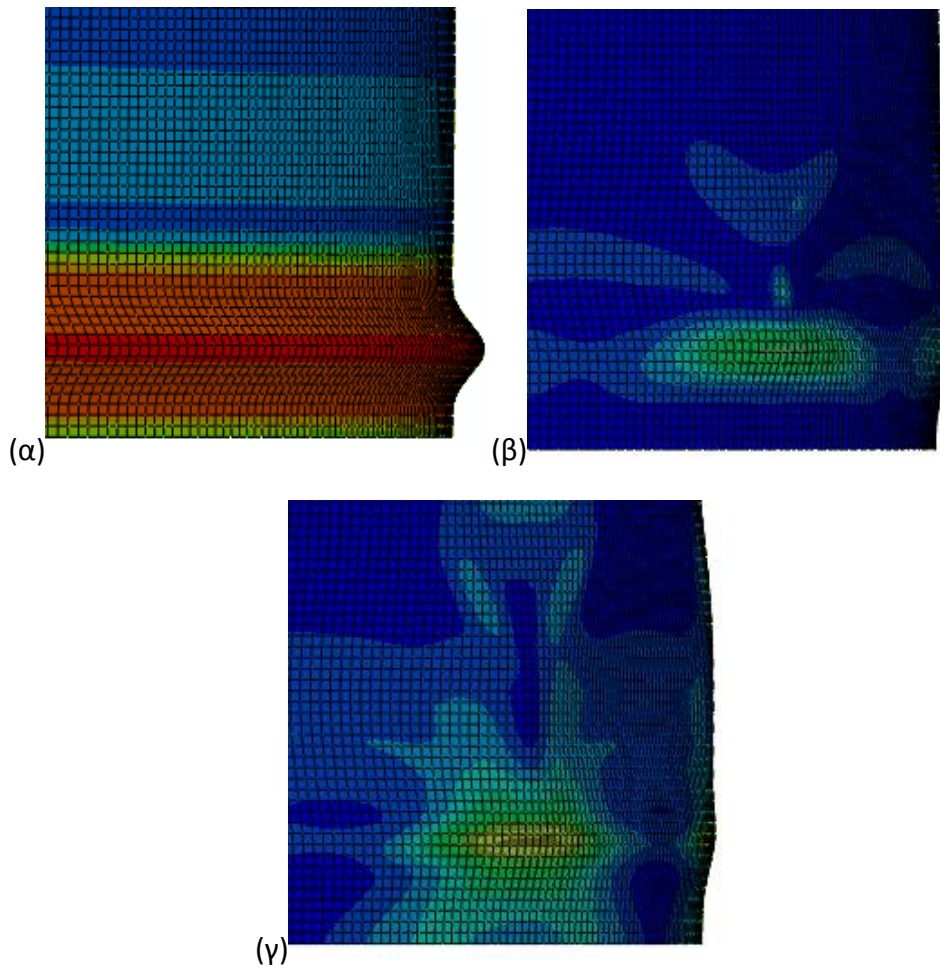
Σχήμα 31: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά της δεξαμενής που χρησιμοποιείται στην ανάλυση.



Σχήμα 32: Διαδοχικά στάδια λυγισμού κοντά στη βάση της δεξαμενής (elephant's foot), όπως λαμβάνεται με την προσομοίωση πεπερασμένων στοιχείων.



**Σχήμα 33:** Στιγμιότυπα μορφής παραμορφωμένης δεξαμενής με τέλεια γεωμετρία για (α) χωρίς CFRP, (β) με CFRP (ίνες αξονικά).



**Σχήμα 34:** Στιγμιότυπα μορφής παραμορφωμένης δεξαμενής με αρχικές ατέλειες για (α) χωρίς CFRP, (β) με CFRP (ίνες αξονικά), (γ) με CFRP (ίνες περιμετρικά).

---

## BIBΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

---

- Alexander, C., Bedoya, J. J. (2011), "An Updated Perspective on Using Composite Materials to Reinforce Offshore Pipelines and Risers.", The 6th International Offshore Pipeline Forum, Houston, Texas.
- Alexander, C. (2008), "Strain-Based Design Methods for Composite Repair Systems" 7th International Pipeline Conference, Calgary, Alberta, Canada.
- Alexander, C., Ochoa, O.O. (2010), "Extending Onshore Pipeline Repair to Offshore Steel Risers with Carbon-Fiber Reinforced Composites". Composite Structures, Elsevier.
- American Society of Mechanical Engineers, 2010, Process Piping, B31.3, ASME Code for Pressure Piping, New York, NY.
- American Petroleum Institute (2003). Seismic Design of Storage Tanks - Appendix E, Welded Steel Tanks for Oil Storage. API 650. 10th Edition. Washington. D.C.
- American Petroleum Institute (2007). Seismic Design of Storage Tanks - Appendix E. Welded Steel Tanks for Oil Storage. API 650. 11th Edition. Washington. D.C.
- Batikha, M., Chen, J.F., Rotter, J.M., Teng, J.G., (2009), " Strengthening Metallic Cylindrical Shells Against Elephant's Foot Buckling with FRP". Thin-Walled Structures 47, Elsevier.
- Haedir, J., Zhao, X.L., Grzebieta, R.H., Bambach ,M.R. (2011), " Non-linear Analysis to Predict the Moment-Curvature Response of CFRP-Strengthened Steel CHS Tubular Beams". Thin-Walled Structures 49, Elsevier.
- Hassan, T., Rahman, S. M. (2009), "Simulation of Ratcheting Responses of Elbow Piping Components.", ASME, Pressure Vessels and Piping Division Conference. Prague, Czech Republic.
- Karamanos, S. A. (2015), "Mechanical Behavior of Steel Pipe Bends: An Overview.", ASME, Journal of Pressure Vessel Technology, to appear.
- Manos, G. C. (1986) "Earthquake tank-wall stability of unanchored tanks", ASCE Journal of Structural Division, Vol. 112, pp. 1863-1880.
- Mathon, C., Limam, A. (2006), "Experimental collapse of thin cylindrical shells submitted to internal pressure and pure bending", Thin-Walled Structures, 44(1), pp. 39-50.
- Ravikiran, A., Dubey ,P. N., Agrawal, M. K and. Reddy, G. R. (2015), "Experimental and Numerical Studies of Ratcheting in Pressurized Stainless Steel Piping Systems under Seismic Load.", BARC Report, Mumbai, India.
- Varelis, G. E., Karamanos, S. A., Gresnigt, A. M. (2013), "Pipe Elbows Under Strong Cyclic Loading.", ASME, Journal of Pressure Vessel Technology. Vol. 135, No.1, Article Number: 011207.
- Varelis, G. E., Karamanos, S. A.( 2015), "Low-Cycle Fatigue of Pressurized Steel Elbows Under In-Plane Bending.", ASME, Journal of Pressure Vessel Technology. Vol. 137, No.1, Article Number: 011401.
- Vathi, M., Karamanos, S. A., Kapogiannis, I. A., and Spiliopoulos, K. V., "Performance criteria for liquid storage tanks and piping systems subjected to seismic loading.", Pres-



---

sure Vessel and Piping Conference, ASME, PVP2015-45700, Boston, Massachusetts, USA, July 2015.

Vathi, M., Karamanos, S. A. (2016), "Elephant's Foot Buckling and Imperfection Sensitivity of Internally Pressurized Thin-Walled Metal Cylinders Subjected to Bending", International Colloquium On Stability And Ductility Of Steel Structures (SDSS 2016), 30 May – 1 June 2016, Timisoara, Romania.

Teng, J.G., Hu, Y.M. (2007), "Behaviour of FRP-Jacketed Circular Steel Tubes and Cylindrical Shells under Axial Compression", Construction and Building Materials 21, Elsevier.