



Διερεύνηση απόκρισης σύμμικτων κτιρίων με μη γραμμικό νόμο συμπεριφοράς διατμητικών ήλων



Διπλωματική Εργασία **Κωνσταντίνος Καβαλάρης**

EMK ΔE 2022 23

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος, Επίκουρος Καθηγητής ΕΜΠ

Αθήνα, Σεπτέμβρης 2022





Διερεύνηση απόκρισης σύμμικτων κτιρίων με μη γραμμικό νόμο συμπεριφοράς διατμητικών ήλων.



Διπλωματική Εργασία **Κωνσταντίνος Καβαλάρης**

EMK ΔE 2022 23

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος , Επίκουρος Καθηγητής ΕΜΠ

Αθήνα, Σεπτἑμβρης 2022

Copyright © Κωνσταντίνος Καβαλάρης, 2022 Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση σε αρχείο πληροφοριών, διανομή, αναπαραγωγή, μετάφραση ή μετάδοση της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό, υπό οποιαδήποτε μορφή και με οποιοδήποτε μέσο επικοινωνίας, ηλεκτρονικό ή μηχανικό, χωρίς την προηγούμενη έγγραφη άδεια του συγγραφέα. Επιτρέπεται η αναπαραγωγή, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν στη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς τον συγγραφέα.

Η έγκριση της διπλωματικής εργασίας από τη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα (Ν. 5343/1932, Άρθρο 202).

Copyright © Konstantinos Kavalaris, 2022 All Rights Reserved

Neither the whole nor any part of this diploma thesis may be copied, stored in a retrieval system, distributed, reproduced, translated, or transmitted for commercial purposes, in any form or by any means now or hereafter known, electronic or mechanical, without the written permission from the author. Reproducing, storing and distributing this thesis for non-profitable, educational or research purposes is allowed, without prejudice to reference to its source and to inclusion of the present text. Any queries in relation to the use of the present thesis for commercial purposes must be addressed to its author.

Approval of this diploma thesis by the School of Civil Engineering of the National Technical University of Athens (NTUA) does not constitute in any way an acceptance of the views of the author contained herein by the said academic organisation (L. 5343/1932, art. 202).

Κωνσταντίνος Καβαλάρης (2022) Διερεύνηση απόκρισης σύμμικτων κτιρίων με μη γραμμικό νόμο συμπεριφοράς διατμητικών ήλων Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2022 23 Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Konstantinos Kavalaris (2022) Diploma Thesis EMK ΔE 2022 23 Investigation on the response of composite buildings with the use of a nonlinear work law for the headed studs Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Ευχαριστίες

Το πρώτο και μεγάλο ευχαριστώ το οφείλω στον κ. Θανόπουλο Παύλο. Ο κος Θανόπουλος εμπνεύστηκε το θέμα της εργασίας και μου εξήγησε τον τρόπο προσέγγισης που θα ακολουθήσω. Η παρούσα εργασία είχε αρκετές δυσκολίες και πολλά βήματα χωρίς σίγουρα αποτελέσματα. Εκείνος, ήταν ο βασικός αρωγός μου σε όλα τα στάδια της και αναμφίβολα διαδραμάτισε σημαντικό ρόλο στην εκπόνηση της.

Ακόμη, θέλω να ευχαριστήσω φίλους, συγγενείς και κυρίως την μητέρα μου Ντέπυ, τον πατέρα μου Θανάση, τον αδερφό μου Φίλιππο και την κοπέλα μου Κάτια. Όλοι μαζί με την στήριξη, την κατανόηση και την αγάπη τους, με βοηθούν να πετυχαίνω τους στόχους μου και να γίνομαι καλύτερος με το χρόνο.

Αφιέρωση

Η διπλωματική μου εργασία είναι αφιερωμένη στο μεγάλο ίδρυμα του ΕΜΠ. Το Πολυτεχνείο διαχρονικά παρέχει υψηλού επιπέδου σπουδές στους φοιτητές του, φέρνοντας τους σε επαφή με αντικείμενα και γνώσεις που δύσκολα θα έβρισκαν αλλού. Η πενταετής φοίτηση μου στη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών είχε κακές και καλές μέρες, όμως σίγουρα με βοήθησε να αναπτύξω νέες και σημαντικές δεξιότητες.



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ ΕΜΚ ΔΕ 2022 23

Διερεύνηση απόκρισης σύμμικτων κτιρίων με μη γραμμικό νόμο συμπεριφοράς διατμητικών ήλων Κωνσταντίνος Καβαλάρης

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος, Επίκουρος Καθηγητής ΕΜΠ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η εργασία έχει ως σκοπό την καταγραφή της απόκρισης των διατμητικών ήλων σε σύμμικτο κτίριο. Θεματικά χωρίζεται σε 2 μέρη. Το μέρος Α περιλαμβάνει τα κεφάλαια 1, 2 και 3 όπου δημιουργούνται διάφορα απλά μοντέλα για μία τυπική αμφιέρειστη σύμμικτη δοκό. Στο μέρος Β, που περιλαμβάνει τα κεφάλαια 4, 5, 6 και 7, γίνεται η μοντελοποίηση, η ανάλυση και η καταγραφή αποτελεσμάτων για ένα σύμμικτο κτίριο. Στα αποτελέσματα προκύπτουν ενδιαφέρουσες ενδείξεις για τη διαφραγματική λειτουργία του κτιρίου, την πλαστικοποίηση των ήλων και την μερική πάκτωση των δοκών στα αρθρωτά άκρα τους από τα κελύφη σκυροδέματος. Πιο αναλυτικά:

Στο κεφάλαιο 1 είναι η εισαγωγή της εργασίας όπου παρουσιάζονται οι περιπτώσεις διατμητικής σύνδεσης μεταλλικών δοκών – σκυροδέματος και η προσέγγιση της εργασίας.

Στο κεφάλαιο 2 δημιουργούνται διαφορετικά γραμμικά μοντέλα για μία αμφιέρειστη σύμμικτη δοκό και γίνονται παρατηρήσεις.

Στο κεφάλαιο 3 δημιουργείται ένα μη γραμμικό μοντέλο της ίδιας αμφιέρειστης σύμμικτης δοκού και σχολιάζονται τα αποτελέσματα του. Αυτό το μοντέλο είναι και η βάση για την προσομοίωση ενός κτιρίου.

Στο κεφάλαιο 4 παρατίθενται οι βασικές πληροφορίες για το κτίριο που θα μοντελοποιηθεί με κελύφη σε ρόλο διαφράγματος και διατμητική σύνδεση με τις μεταλλικές δοκούς.

Στο κεφάλαιο 5 αφορά την προσομοίωση του κτιρίου, των φορτίσεων του και τον έλεγχο του φορέα.

Στο κεφάλαιο 6 καταγράφονται αποτελέσματα και παρατηρήσεις για τη μη γραμμική ανάλυση του κτιρίου, ενώ γίνονται και συγκρίσεις μεταξύ διαφορετικών μοντέλων του κτιρίου.

Στο κεφάλαιο 7 παρουσιάζονται τα συμπεράσματα από την ανάλυση του κτιρίου.



NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES



DIPLOMA THESIS EMK ΔE 2022 23

Investigation on the response of composite buildings with the use of a nonlinear work law for the headed studs

Konstantinos Kavalaris

Supervisor: Pavlos Thanopoulos, Assistant Professor NTUA

ABSTRACT

This diploma thesis aims to model the actual behavior of non-linear headed studs on composite buildings. Thematically it consists of two parts. The first part includes chapters 1 to 3, in which five alternative ways of modeling a pinned composite girder are discussed. The second part consists of chapters 4 to 7. This is where the composite building is modelled and analyzed. Some interesting results concern: the floors' diaphragm ability, the non-linear shear deformation of the studs and the girder's end joints becoming semi-fixed due to the concrete slab above them. Specifically:

Chapter 1 is the thesis introduction where the concrete to steel connection for the composite girders and the general approach of the thesis are presented.

Chapter 2 describes the 5 different linear models for the same composite girders.

In Chapter 3 the non-linear girder model is launched and discussed. This will be the fundamental model for the simulation of the composite building.

Chapter 4 refers to the basic points and general information for the building that is going to be tested.

Chapter 5 concerns the building's modeling process, it's vertical and horizontal loads and the structures check before analyzing.

In chapter 6 the analysis results and a few interesting observations are featured.

Chapter 7 is the final one, where the conclusion of this diploma thesis is derived.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1	ΕΙΣ	ΑΓΩΓΗ	1
	1.1	Γενικά	.1
	1.2	Διατμητική σύνδεση σιδηροδοκού – πλάκας σκυροδέματος	.2
		1.2.1 Ασύνδετες δοκοί	.2
		1.2.2 Πλήρως συνδεδεμένες δοκοί	.2
		1.2.3 Μερικώς συνδεδεμένες δοκοί	.3
	1.3	Προσέγγιση της εργασίας	.3
2	Гра	ΜΜΙΚΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΑ ΣΙΔΗΡΟΔΟΚΟΥ ΚΑΙ ΠΛΑΚΑΣ	5
	2.1	Γενικά	.5
	2.2	Προσομοίωμα σύμμικτης δοκού ως Frame Element	.5
	2.3	Προσομοίωμα δοκού- πλάκα κελύφους με κοινό κόμβο	.8
	2.4	Προσομοίωμα δοκού – πλάκα κελύφους χωρίς κοινό κόμβο1	1
	2.5	Προσομοίωμα δοκού- πλάκα κελύφους με διαφορετικό κόμβο και Link1	13
	2.6	Προσομοίωμα με δοκό και πλάκα κελύφους με κοινό κόμβο και σύνδεση με zero length Link	KS
	27	Παρατηρήσεις για τα γραμιμικά προσομοιώματα	21
	,		
3	Мн	ΓΡΑΜΜΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΣΙΔΗΡΟΔΟΚΟΥ ΚΑΙ ΠΛΑΚΑΣ	3
	3.1	Γενικά2	23
	3.2	Υπολογισμοί2	24
		3.2.1 Υπολογισμός φορτίου πλαστικοποίησης της σύμμικτης δοκού2	<u>2</u> 4
		3.2.2 Υπολογισμός πλήρους διατμητικής σύνδεσης2	26
	3.3	Μη γραμμικό προσομοίωμα με δοκό και πλάκα κελύφους με Links2	29
	3.4	Συμπεράσματα3	31
4	Плн	ΊΡΟΦΟΡΙΕΣ ΣΥΜΜΙΚΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ	3
	4.1	Гɛvıкἀ3	33
	4.2	Αρχιτεκτονικά σχέδια3	34
	4.3	Υλικά κατασκευής3	36
	4.4	Φορτίσεις επί της κατασκευής3	37
		4.4.1 Μόνιμες δράσεις3	37
		4.4.2 Μεταβλητές δράσεις3	38
		4.4.3 Σεισμική διέγερση	39
5	Про	οσομοιωση κτιριού στο νογισμικό SAP20004	0
	5.1	Γενικά:4	1 0
	5.2	Προσομοίωση φορέα4	1 0
		5.2.1 Βασικές πληροφορίες4	1 0

		5.2.2 Μεταλλικά μέρη της κατασκευής (Frame Elements)41
		5.2.3 Πλάκα σκυροδέματος ως κέλυφος (Shell Thick)44
		5.2.4 Πλήρης διατμητική σύνδεση σύμμικτων δοκών46
		5.2.5 Ορισμός ειδικού Link για διαφορετικές ιδιότητες ανά διεύθυνση50
		5.2.6 Τελικές κατόψεις προσομοίωσης κτιρίου
	5.3	Προσομοίωση φορτίων
		5.3.1 Μόνιμα και μεταβλητά φορτία53
		5.3.2 Σεισμική φόρτιση55
	5.4	Έλεγχος προσομοιώματος60
		5.4.1 Μοντέλο με πλήρεις διατομές των χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας60
		5.4.2 Μοντέλο με την παραδοχή πως οι διατομές των χιαστί λαμβάνονται υπόψιν και οι 2 με το μισό εμβαδόν τους61
		5.4.3 Μοντέλο με 1 μόνο χιαστί, το εφελκυόμενο για τη φορά του σεισμού με πλήρη διατομή
		5.4.4 Έλεγχος φορτίων63
	5.5	Μερική διατμητική σύνδεση σύμμικτων δοκών65
6	Апс	ΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ
	6.1	Σύγκριση μοντέλου με κελύφη - μοντέλου με τεχνητό διάφραγμα67
		6.1.1 Σύγκριση εφελκυστικών δυνάμεων στους συνδέσμους δυσκαμψίας67
		6.1.2 Επιρροή διαφραγματικής λειτουργίας στην καταπόνηση των χιαστί68
	6.2	Καταπόνηση διατμητικών ήλων λόγω κατακόρυφων φορτίων (ΟΚΑ)
		6.2.1 Παρατηρήσεις για σύμμικτες δοκούς κατά τον άξονα XX70
		6.2.2 Παρατηρήσεις για σύμμικτες δοκούς κατά τον άξονα ΥΥ72
	6.3	Καταπόνηση διατμητικών ήλων λόγω σεισμού73
		6.3.1 Παρατηρήσεις για σύμμικτες δοκούς κατά τον άξονα XX73
		6.3.2 Παρατηρήσεις για σύμμικτες δοκούς κατά τον άξονα ΥΥ76
7	Σγμ	ΠΕΡΑΣΜΑΤΑ
8	BIB	ΛΙΟΓΡΑΦΙΑ
-		

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Γενικά

Οι σύμμικτες κατασκευές που συνδυάζουν δομικό χάλυβα με οπλισμένο σκυρόδεμα θεωρούνται σύγχρονες και σε πληθώρα περιπτώσεων οικονομικές. Η ταχύτητα ανέγερσης τους, η ικανότητα δημιουργίας μεγάλων ανοιγμάτων και τα μέλη με μικρό στατικό ύψος καθιστούν τα σύμμικτα κτίρια ιδανικά για τις σύγχρονες αρχιτεκτονικές απαιτήσεις. Η όλη ιδέα των φορέων αυτών βασίζεται στην σύμμικτη λειτουργία χάλυβα - σκυροδέματος. Αυτή εξασφαλίζει τη συνεργασία των 2 υλικών μέσω διατμητικών συνδέσμων στη διεπιφάνεια τους. Αν δεν υπάρχει διατμητική σύνδεση, τότε δεν υφίστανται διαφραγματική λειτουργία και συνεργασία δοκού – πλάκας σκυροδέματος ως ενιαίο στοιχείο. Η έλλειψη διαφραγμάτων στις στάθμες ορόφων αντιτίθεται με τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς, ενώ η συνολική διατομή δοκού – πλάκας είναι πολύ ισχυρότερη σε σχέση με την μεμονωμένη σιδηροδοκό. Η παρούσα εργασία θα μελετήσει τη συμπεριφορά μόνο των κατακόρυφων διατμητικών ήλων κεφαλής, οι οποίοι θεωρούνται εύκαμπτοι σύνδεσμοι. Τα συνδεόμενα μέλη είναι η πλάκα σκυροδέματος του δαπέδου και οι επιμέρους δοκοί.



Εικόνα 1-1: Μέσα διατμητικής σύνδεσης [5]

1.2 Διατμητική σύνδεση σιδηροδοκού – πλάκας σκυροδέματος

Ανάλογα με την παρουσία ή μη των διατμητικών ήλων διακρίνονται οι τρεις καταστάσεις σύνδεσης που παρουσιάζονται στη συνέχεια. Από τις περιπτώσεις αυτές η εργασία θα χρησιμοποιήσει την πλήρη και την μερική διατμητική σύνδεση. Οι ασύνδετες δοκοί δεν προτιμώνται στα έργα πολιτικού μηχανικού, ειδικά για σεισμογενείς περιοχές.

1.2.1 Ασύνδετες δοκοί

2

Το σκυρόδεμα απλώς ακουμπά επάνω στη σιδηροδοκό χωρίς να υπάρχουν ήλοι για τη συνεργασία τους στη διεπιφάνεια. Ο χάλυβας και το σκυρόδεμα καταπονούνται ανεξάρτητα και επομένως το κάθε υλικό εμφανίζει τον δικό του ουδέτερο άξονα στην κατανομή των ορθών τάσεων. Η συνολική ελαστική δυσκαμψία είναι το άθροισμα των 2 επιμέρους δυσκαμψιών του φορέα ξεχωριστά. Το βέλος του φορέα είναι ίδιο για όλα τα υλικά και λόγω της ανύπαρκτης σύνδεσης προκύπτει ολίσθηση μεταξύ των διατομών στην διεπιφάνεια χάλυβα - σκυροδέματος. Αυτή η σημαντική σχετική μετακίνηση μεταξύ σιδηροδοκού και πλάκας σκυροδέματος δεν ενδείκνυται για έργα πολιτικού μηχανικού. Σε συνδυασμό με την απουσία διαφραγματικής λειτουργίας καθιστά τις ασύνδετες δοκούς ακατάλληλες για δομικά έργα σε περιπτώσεις όπου υπάρχει η απαίτηση λειτουργίας διαφραγματικού δίσκου, όπως λόγου χάρη σε σεισμογενείς περιοχές.



Εικόνα 1-2: Ασύνδετες δοκοί. Εμφανίζονται δύο ουδέτεροι άξονες, ένας για το κάθε υλικό [5]

1.2.2 Πλήρως συνδεδεμένες δοκοί

Σε αυτή την περίπτωση έχουμε ικανό πλήθος διατμητικών ήλων, οι οποίοι παραλαμβάνουν όλη τη διατμητική ροή δυνάμεων στην διεπιφάνεια χάλυβα – σκυροδέματος. Η ολίσθηση μεταξύ των 2 στοιχείων είναι σχεδόν μηδενική και εξασφαλίζεται η σύμμικτη λειτουργία του φορέα. Οι επιμέρους διατομές λειτουργούν σαν μία με κοινά χαρακτηριστικά και έναν μοναδικό ουδέτερο άξονα. Σε σχέση με τις ασύνδετες, παρουσιάζουν τριπλάσια δυσκαμψία και τη μισή καταπόνηση από ορθές τάσεις, για το παράδειγμα των εικόνων 1-2 και 1-3. Η ενεργοποίηση της διατμητικής σύνδεσης απαιτεί ελάχιστη ολίσθηση διότι η παραμορφωσιμότητα των ήλων είναι μικρή (για αυτό και η σχετική ολίσθηση στη διεπιφάνεια τείνει στο 0).



Εικόνα 1-3: Πλήρως συνδεδεμένες δοκοί. Εμφανίζεται ένας μοναδικός ουδέτερος άξονας και υπάρχει πλήρη συνεργασία των μελών [5]

1.2.3 Μερικώς συνδεδεμένες δοκοί

Πρόκειται για ενδιάμεση κατάσταση των προηγουμένων. Εμφανίζεται όταν οι ήλοι αδυνατούν να εξασφαλίσουν την πλήρη μεταφορά της διατμητικής δύναμης στη διεπιφάνεια ή όταν είναι πολύ παραμορφώσιμοι, οπότε και χρειάζεται μεγάλη ολίσθηση για την ενεργοποίηση τους. Στην περίπτωση των ήλων κεφαλής, η μερική διατμητική σύνδεση προσδιορίζεται ως κάποιο ποσοστό της πλήρους σύνδεσης (πχ ≥40%). Η αντοχή της δοκού είναι μικρότερη από την πλήρη σύνδεση και το βέλος είναι μεγαλύτερο. Όπως και στην ασύνδετη εμφανίζονται πάλι 2 ουδέτεροι άξονες με χαρακτηριστικό άλμα ορθών τάσεων στη διεπιφάνεια.



Εικόνα 1-4: Μερικώς συνδεδεμένες δοκοί. Εμφανίζονται δύο ουδέτεροι άξονας, ένας για κάθε υλικό [5]

1.3 Προσέγγιση της εργασίας

Αρχικά, θα δημιουργηθούν διάφορα γραμμικά μοντέλα αμφιέρειστης σύμμικτης δοκού, ξεκινώντας από μία απλή δοκό ως « frame element » και καταλήγοντας σε αναλυτικότερα με κελύφη σε ρόλο σκυροδέματος και μεταλλική διατομή ως στοιχείο δοκού. Έπειτα, θα πραγματοποιηθεί μη γραμμική ανάλυση και θα καταγραφεί η συμπεριφορά των διατμητικών ήλων. Με βάση το μη γραμμικό προσομοίωμα, η εργασία θα προχωρήσει στην μοντελοποίηση ενός κτιρίου. Οι πλάκες του κτιρίου θα είναι τα κελύφη που θα συνδέονται όπως πριν με τις σιδηροδοκούς, διαδραματίζοντας το ρόλο διαφράγματος. Επομένως δεν θα οριστεί κανένα diaphragm constraint. Ενδιαφέρον έχει η απόκριση των δοκών συνεχών ανοιγμάτων όπου τα κελύφη συνεχίζονται και πέρα από το άκρο της στήριξης, δίνοντας την εντύπωση συνέχειας από το ένα άνοιγμα στο επόμενο. Τα παραπάνω θα αναπτυχθούν στην πορεία της εργασίας.

3

2 ΓΡΑΜΜΙΚΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΑ ΣΙΔΗΡΟΔΟΚΟΥ ΚΑΙ ΠΛΑΚΑΣ

2.1 Γενικά

Για ανάγκες σύγκρισης και εποπτείας αποτελεσμάτων θα δημιουργηθούν 5 εναλλακτικά προσομοιώματα του προβλήματος. Στόχος των μοντέλων αυτών είναι να αξιοποιηθούν οι δυνατότητες του SAP2000, αρχίζοντας από ένα απλό προσομοίωμα σύμμικτης δοκού (frame) και καταλήγοντας σε ένα σύνθετο και λεπτομερέστερο με διακριτοποίηση της πλάκας με επίπεδα Πεπερασμένα Στοιχεία και σύνδεση της με τη σιδηροδοκό. Η εκτενής αναφορά και παρουσίαση της διαδικασίας γίνεται παρακάτω. Να τονισθεί πως, εφόσον προσομοιώνεται το ίδιο πρόβλημα με 5 διαφορετικούς τρόπους, τα αποτελέσματα πρέπει να συγκλίνουν και οι τυχόν διαφορές να είναι μικρές, ώστε να είναι σωστός και αξιοποιήσιμος ο τρόπος προσομοίωσης.

Για όλα το προσομοιώματα ισχύουν τα εξής :

Μήκος φορέα : 10 m

Στατικό σύστημα : αμφιέρειστο.

Πλάτος επιρροής πλάκας ΟΣ : 2 m

Διατομές: IPE300, πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος 150 mm

Υλικά : δομικός χάλυβας S275 & σκυρόδεμα C25 /30

Φορτία: ίδια βάρη μελών και 10 kN / m για φόρτιση του απλού προσομοιώματος σύμμικτης δοκού ως frame ή 5 kN / m² για φόρτιση των κελυφών της πλάκας σκυροδέματος.

2.2 Προσομοίωμα σύμμικτης δοκού ως Frame Element

[Section Designer]

Η σύμμικτη δοκός σχεδιάζεται ως ένα στοιχείο δοκού (frame). Χρησιμοποιείται το Section Designer του προγράμματος SAP2000 με Base Material τον χάλυβα και ύστερα σχεδιάζεται η επιθυμητή διατομή. Υπενθυμίζεται πως η σιδηροδοκός είναι IPE300 και πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος είναι πάχους 150 mm. Στη συνέχεια ορίζεται με Insertion Point → Top center το ακριβές σημείο που θα τοποθετηθεί ο διαμήκης άξονας της δοκού. Τέλος, εφαρμόζεται το πρόσθετο κατακόρυφο ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο των 10 kN / m (= FORTIO) και ορίζεται ο συνδυασμός που έχει ενδιαφέρον για τη μελέτη (SYNOLO = DEAD + FORTIO). Οι στηρίξεις της δοκού είναι: στο ένα άκρο κύλιση (δέσμευση U1,U2) και στο άλλο άκρο άρθρωση με δεσμευμένη τη στροφή περί τον διαμήκη άξονα ώστε να μην είναι μηχανισμός (U1, U2, U3, R1).



Εικόνα 2-1: Χειροκίνητος σχεδιασμός διατομής στο περιβάλλον του SAP2000



Εικόνα 2-2: Προβολή extrude όπου φαίνεται ο μετατοπισμένος διαμήκης άξονας της δοκού

Μετά από την ανάλυση δίνεται βάση στα αποτελέσματα ροπής κάμψης, τάσης κάτω πέλματος και βέλους. Στη συνέχεια θα αναπτυχθούν περισσότερα και διαφορετικά μοντέλα όπου για τη σύγκριση τους θα αξιοποιηθεί το βέλος και η τάση τους. Το βέλος που προκύπτει είναι ικανοποιητικό και συμφωνεί με τον χειροκίνητο υπολογισμό (5qL⁴ / 384EI) για την αμφιέρειστη δοκό. Το ίδιο συμβαίνει και με την μέγιστη τάση που αναπτύσσεται στο μέσο της δοκού. Στις Εικόνα 2-3, Εικόνα 2-4 παρατηρείται το βέλος στο μέσο της σύμμικτης δοκού και η τάση της κάτω εφελκυόμενης ίνας πάλι στη διατομή του μέσου.



Εικόνα 2-3: Αποτελέσματα βέλους ανάλυσης



Εικόνα 2-4: Αποτελέσματα τάσεων ανάλυσης [MPa]

	SECTION DESIGNER
ΒΕΛΟΣ (Uz)	0,0278 m
ΤΑΣΗ (S11)	191,50 MPa

Πίνακας 2-1: Συγκεντρωτικός πίνακας αποτελεσμάτων (1 / 5)

2.3 Προσομοίωμα δοκού- πλάκα κελύφους με κοινό κόμβο

[frame - shell / same joint]

8

Στο παρόν μοντέλο χρησιμοποιείται παρομοίως δοκός IPE300 και πλάκα από οπλισμένο σκυρόδεμα ως στοιχεία κελύφους (Shell - Thick) πάχους 150 mm. Οι στηρίξεις είναι στο ένα άκρο κύλιση (δέσμευση U1, U2) και στο άλλο άκρο άρθρωση με δεσμευμένη τη στροφή περί τον διαμήκη άξονα ώστε η δοκός να μην είναι μηχανισμός (U1 , U2, U3, R1). Η σιδηροδοκός έχει μετακινηθεί ώστε ο άξονας της να διέρχεται από το Top Center (Insertion Point). Η κάθε πλάκα μετατοπίστηκε κατά το μισό του πάχους / ύψους της (75 mm) όπως φαίνεται στις Εικόνα 2-5 & Εικόνα 2-6 . Για τη μετακίνηση του κεντροβαρικού άξονα του στοιχείου κελύφους, από το μέσο του ύψους του στην κατώτερη στάθμη του, χρησιμοποιήθηκε εσωτερικό « joint offset ». Η μετατόπιση είναι 75 mm προς τα κάτω για όλες τις γωνίες που ορίζουν το εκάστοτε στοιχείο. Η γεωμετρία αυτή δημιουργεί κοινό κόμβο για τα 2 διαφορετικά στοιχεία (δοκό – κέλυφος) με αποτέλεσμα να συνεργάζονται ορθά μεταξύ τους χωρίς την ανάγκη χρήσης κάποιου « constraint ». Έπειτα, έγινε διακριτοποίηση του κελύφους σε τετραγωνικά στοιχεία των 0,5 m X 0,5 m, τα οποία φορτίστηκαν με ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο στην επιφάνεια τους 5 kN / m². Τελικά δημιουργήθηκε ο συνολικός συνδυασμός φόρτισης και έγινε η ανάλυση. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης για το βέλος στη μέση και την τάση του κάτω εφελκυόμενου πέλματος φαίνονται στις Εικόνα 2-7, Εικόνα 2-8 και Εικόνα 2-9. Οι Εικόνα 2-5 και Εικόνα 2-6 παρουσιάζουν την προσομοίωση.



Εικόνα 2-5: Επιλογή επιφάνειας και μετακίνηση του κεντροβαρικού άξονα της. Στην εικόνα έχει επιλεγεί μία εκ των τεσσάρων επιφανειών με διαστάσεις 5 m X 1 m



Εικόνα 2-6: Τελική μορφή κελυφών και σιδηροδοκού. Οι άξονες τους βρίσκονται στην ίδια στάθμη και έτσι δημιουργείται ο κοινός κόμβος

	End Length Offset	Display Options	<u>nn</u> r
Case SYNOLO	(Location) Jt: 1	Scroll for Values	
tems Major (V2 and M3) v Single valued	LEnd: 0. m	O Show Max	-
	(0. m) Jt: 5	Location	
	J-End: 0. m	Cocation	
	(10, m)	5. m	
uivalent Loads - Free Body Diagram (Concentrate	ed Forces in KN, Concentrated Mon	Dist Load (2 dis)	
0.88 7 3 42 12 66 49 43 41 41 11 41 4	11 41 41 48 49 68 13 47. 0.88	Dist Load (z-dir)	
(A + + A A A A A A A A A	NANA VID)	0.41 KN/m at 5 m	
		Positive in -2 direction	\sim
24.00 I	24.08		\times \times \times \times
		Shear V2	\times
		-0.699 KN	\times \times \times
and the same law was not a sur-		at 5. m	\times
			\times \times
sultant Moment			\sim
1		Moment M3	
		45.9049 KN-m	
		at 5. m	
Bankland.		Deflection (2-dir)	
effections			
effections			
effections		0.027559 m at 5 m	
flections		0.027559 m at 5. m Positive in -2 direction	
Abolds O Palative to Barr History	Balativa to Base Serie	0.027559 m at 5. m Positive in -2 direction	

Εικόνα 2-7: Αποτελέσματα ανάλυσης

Για την παραλαβή της κάμψης αναπτύσσεται και θλιπτική δύναμη από τη συνεργασία κελύφους – δοκού, επομένως δεν αποτελεί μέτρο σύγκρισης η ροπή κατά τον ισχυρό άξονα (M33) για κανένα προσομοίωμα που υπάρχουν κελύφη. Η αξονική δύναμη προφανώς είναι μεταβλητή αφού προκύπτει από κάθε πεπερασμένο στοιχείο κελύφους και ύστερα δημιουργείται ζεύγος δυνάμεων με την δύναμη που αναπτύσσεται στη δοκό. Η μέγιστη τάση που αναπτύσσεται στο πέλμα της δοκού βρίσκεται πράγματι στο μέσο της, γεγονός που μαρτυρά την καλή συνεργασία κελυφών και δοκού στο μοντέλο. Γενικά παρατηρείται σχεδόν το ίδιο βέλος στα 2 προσομοιώματα, που σημαίνει πως οι διατομές έχουν κοινά χαρακτηριστικά (Εμβαδόν, Δυσκαμψία).

9

Case	SYNOLO		End Length Offset (Location)	Display Options
tems	Axial (P and T) ~	Single valued ~	I-End: 0. m (0. m) Jt: 5 J-End: 0. m (10. m)	Show Max Location 5. m
60.0	1 10939870 99488	623.57.791123936	33.56.78.839.92.954.59.01	
3/30	E-4411.88144819912931561			0. KN/m at 5. m Positive in -1 direction Axial 586.453 KN at 5. m

Εικόνα 2-8: Μεταβολή της αξονικής δύναμης της σιδηροδοκού κάθε 0,5 m



Εικόνα 2-9: Αποτελέσματα τάσεων ανάλυσης

5	1 1 , ,	1 ,
	SECTION DESIGNER	SHELL-FRAME (SAME JOINT)
ΒΕΛΟΣ (Uz)	0,0278 m	0,02756 m
ΤΑΣΗ (S11)	191,50 MPa	191,411 MPa

- '	$\sim \sim -$,		~ /	
Llivakac .	ノーノニン	ιινκεντ	οωτικος	חועמגמכ	αποτελεσ	Πατων	11	5
i in tanagi			parmog	invarias	411010,000	para.	- /	-

2.4 Προσομοίωμα δοκού - πλάκα κελύφους χωρίς κοινό κόμβο

[Frame - shell / different joints + constraints]

Στο μοντέλο αυτό σχεδιάζονται κατά τα γνωστά τα 2 δομικά μέρη (Shell - Thick & IPE300) με μικρές διαφορές. Αναλυτικά, το στοιχείο κελύφους διατηρεί τον κεντροβαρικό άξονα του στο μέσο της διατομής του (default ἀξονες δηλαδή για το SAP2000) και μόνο στη δοκό γίνεται η μετατόπιση του διαμήκους άξονα κατακόρυφα στο « Top center » της διατομής, όπως έχει περιγραφεί στα προηγούμενα υποκεφάλαια. Το « Grid » που επιλέχθηκε είναι τέτοιο ώστε οι κεντροβαρικοί άξονες των 2 μελών να απέχουν 75 mm, οπότε η κάτω παρειά του κελύφους να βρίσκεται σε επαφή με την άνω παρειά του πέλματος της δοκού. Οι στηρίξεις έχουν οριστεί στους ακριανούς κόμβους της δοκού και μόνον. Κατά τα γνωστά αυτές είναι στο ένα άκρο κύλιση (δέσμευση U1, U2) και στο άλλο άκρο άρθρωση με δεσμευμένη τη στροφή περί τον διαμήκη άξονα για να μην είναι μηχανισμός (U1, U2, U3, R1). Για να επιτευχθεί η κοινή συμπεριφορά και συνεργασία των 2 μελών χρησιμοποιήθηκε « joint constraint » (κινηματικός περιορισμός κόμβου / κόμβων). Ο περιορισμός που περιγράφει άρτια την επιθυμητή συμπεριφορά είναι το « body constraint ». Αναλυτικά το « body constraint » δίνει την επιλογή στο χρήστη να δεσμεύσει όσους από τους 6 βαθμούς ελευθερίας (Ux/Y/z & Rx/Y/z) είναι αναγκαίο, για τη δημιουργία ενός τρισδιάστατου απαραμόρφωτου δεσμού. Στη συγκεκριμένη περίπτωση, επιλέγονται ζευγάρια 2 κόμβων ανά 0,5 m μήκους, δηλαδή όσο είναι η διακριτοποίηση της πλάκας και της σιδηροδοκού IPE300. Ο ένας κόμβος ανήκει στο « Top center » της δοκού και ο άλλος βρίσκεται 75 mm παραπάνω του, στο κέντρο βάρους του κελύφους. Στην εικόνα φαίνεται καθαρά η σύζευξη πλάκας δοκού σε μήκος 0,5 m από τη στήριξη. Οι απαιτούμενοι περιορισμένοι βαθμοί ελευθερίας είναι μόνο οι Ur Uz Ry. Στις στηρίξεις, δηλαδή σε μήκη 0 m και 10 m , έχουν δεσμευτεί οι Ux, UY, Uz, Ry .



Εικόνα 2-10: Κεντροβαρικοί άξονες κελυφών και σιδηροδοκού σε απόσταση 75 mm



Εικόνα 2-11: Δημιουργία constraint ανά 0,5 m για τη συνεργασία σιδηροδοκού και κελυφών

Το κέλυφος φορτίζεται με ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο 5 kN / m² (αντίστοιχο του 10 kN / m γιατί το πλάτος επιρροής δοκού είναι 2 m) στην επιφάνεια του και δημιουργείται ο συνολικός συνδυασμός φόρτισης. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης φαίνονται παρακάτω. Όπως και πριν η ροπή M33 δεν αποτελεί αξιόπιστο μέτρο σύγκρισης των 3 προσομοιωμάτων διότι η καμπτική καταπόνηση αναλαμβάνεται με ταυτόχρονη ανάπτυξη αξονικής δύναμης λόγω της συνεργασίας κελύφους - δοκού. Υπενθυμίζεται πως ελέγχεται η τάση και η βύθιση στη διατομή του μέσου της σύμμικτης δοκού. Συνολικά φαίνεται πως τα ακριβέστερα προσομοιώματα με κελύφη και σιδηροδοκό καταλήγουν στα ίδια αποτελέσματα με το πρώτο μοντέλο ενιαίας σύμμικτης διατομής ως στοιχείο frame.



Εικόνα 2-12: Βέλος στο μέσο της σύμμικτης δοκού

K Deformed Shape (SYNOLO)

Stress S11 Max Diagram (SYNOLO)



.

Εικόνα 2-13: Τάση κάτω εφελκυόμενου άκρου στο μέσο της σύμμικτης δοκού

	SECTION DESIGNER	SHELL-FRAME (SAME JOINT)	SHELL-FRAME (DIFFERENT JOINT- CONSTRAINTS)
ΒΕΛΟΣ (Uz)	0,0278 m	0,02756 m	0,0276 m
τα ΣΗ (S 11)	191,50 MPa	191,411 MPa	191,420 MPa

Πίνακας 2-3: Συγκεντρωτικός πίνακας αποτελεσμάτων 3 / 5

2.5 Προσομοίωμα δοκού- πλάκα κελύφους με διαφορετικό κόμβο και Link

[Frame- shell / different joints + Link connection]

Ομοίως με το μοντέλο 3 σχεδιάζονται κατά τα γνωστά τα 2 προηγούμενα δομικά μέρη (Shell - Thick & IPE300). Ξανά, το στοιχείο κελύφους διατηρεί τον κεντροβαρικό άξονα του στο μέσο της διατομής του (default άξονες δηλαδή για το SAP2000) και μόνο στη δοκό γίνεται μετατόπιση του διαμήκη άξονα κατακόρυφα στο « Top center » της διατομής. Το « Grid » που επιλέχθηκε είναι τέτοιο ώστε οι κεντροβαρικοί άξονες των 2 μελών να απέχουν 75 mm οπότε, πάλι, η κάτω παρειά του κελύφους να βρίσκεται σε επαφή με την άνω παρειά του πέλματος της δοκού. Οι στηρίξεις έχουν οριστεί στους ακριανούς κόμβους της δοκού και μόνον. Κατά τα γνωστά, στο ένα άκρο κύλιση (δέσμευση U1 , U2) και στο άλλο άκρο άρθρωση με δεσμευμένη τη στροφή περί τον διαμήκη άξονα ώστε να μην είναι μηχανισμός (U1, U2, U3, R1). Για την άρτια συνεργασία των 2 μελών στην περιοχή της στήριξης έχει χρησιμοποιηθεί, εκεί και μόνο, το απαιτούμενο « body constraint » που μεταβιβάζει τις δεσμεύσεις της στήριξης στο κέλυφος.



Εικόνα 2-14: Εισαγωγή constraints μόνο στους κόμβους των στηρίξεων

Το κέλυφος φορτίζεται με ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο 5 kN / m² στην επιφάνεια του και δημιουργείται ο συνολικός συνδυασμός φόρτισης. Για την αλληλεπίδραση πλάκας – δοκού στο συγκεκριμένο προσομοίωμα χρησιμοποιήθηκαν « Multi Linear Plastic Link » . Οι σύνδεσμοι αυτοί δίνουν την ευελιξία επιλογής μη γραμμικής θεώρησης στις απαιτούμενες διευθύνσεις για την ακριβέστερη προσέγγιση της συμπεριφοράς του ήλου. Σε πρώτη φάση τα μοντέλα θα αναλυθούν για γραμμική φόρτιση, επομένως είναι απαραίτητος μόνο ο ορισμός της δυσκαμψίας των ήλων. Οι οριζόντιες διευθύνσεις U2 & U3 ορίζονται ως μη γραμμικές, ενώ οι υπόλοιποι βαθμοί ελευθερίας δεσμεύονται. Να τονισθεί πως στο SAP2000, όπως και στα περισσότερα προγράμματα που κυκλοφορούν στην αγορά, η διεύθυνση U1 αναφέρεται στον διαμήκη άξονα του στοιχείου, που ορίζεται κατά τον σχεδιασμό του στο λογισμικό (draw link element). Δηλαδή ισχύει Ζ // U1 αφού το μέλος συνδέει 2 σημεία της ίδιας κατακόρυφου. Ο ήλος θεωρείται πως δεν παραμορφώνεται αξονικά κατά την καταπόνηση του λόγω της σύμμικτης λειτουργίας, οπότε η διεύθυνση U1 δεσμεύεται. Η διαδικασία προσομοίωσης είναι πρακτικά η ένωση κάθε κόμβου κελύφους με τον αντίστοιχο κόμβο της σιδηροδοκού. Πιο αναλυτικά, η δοκός είναι χωρισμένη σε ίσα τμήματα των 0,5 m όπως ακριβώς και τα πεπερασμένα στοιχεία της πλάκας. Πάνω από κάθε άκρο της δοκού υπάρχει ένας μοναδικός κόμβος στον οποίον έχουν κοινό άκρο / γωνία 4 διαφορετικά στοιχεία κελύφους. Αυτός ο κοινός κόμβος για τα κελύφη ενώνεται με το άκρο της δοκού μέσω του « Link ». Η κατακόρυφη απόσταση (= προσομοιωτικό μήκος του « Link ») μεταξύ των 2 κόμβων είναι 75 mm. Οι ιδιότητες των ήλων φαίνονται στις Εικόνα 2-15 και Εικόνα 2-16, και η τελική μορφή του μοντέλου στην Εικόνα 2-17. Η δυσκαμψία υπολογίζεται βάση της εξίσωσης 3-9 κατά Jun He et al.

ΓΡΑΜΜΙΚΆ ΠΡΟΣΟΜΟΙΏΜΑΤΑ ΣΙΔΗΡΟΔΟΚΟΎ ΚΑΙ ΠΛΆΚΑΣ

Link/Support	Туре	MultiLinear P	lastic ~	
Property Na	ame	LINK_PLAST	IC_D=19MM_H=100MM	Set Default Name
Property Not	les			Modify/Show
fotal Mass an	d Weight			
Mass	6	9.870E-04	Rotational Inertia 1	2.500E-07
Weight	[0.1	Rotational Inertia 2	2.500E-07
				-
actors For L Property is D Property is D	ine, Area Defined fo	and Solid Sprin or This Length In or This Area In A	Rotational Inertia 3 gs a Line Spring rea and Solid Springs	2.500E-07
Factors For L Property is D Property is D Directional Pro	ine, Area Defined fo Defined fo	and Solid Sprin or This Length In or This Area In A	Rotational Inertia 3 gs a Line Spring srea and Solid Springs	2.500E-07
actors For Li Property is D Property is D Directional Pro Direction	ine, Area Defined for Defined for Defined for Defined for Defined for	and Solid Sprin or This Length In or This Area In A NonLinear	Rotational Inertia 3 gs a Line Spring rea and Solid Springs Properties	2.500E-07
Factors For Li Property is D Property is D Directional Pro Direction U1	ine, Area Defined for Defined for Defined for Define for Define for Define for Define for Define for Define for Define fo	and Solid Sprin or This Length In or This Area In A NonLinear	Rotational Inertia 3 gs a Line Spring wea and Solid Springs Properties Modify/Show for U1	2.500E-07 1. 1. P-Delta Parameter Advanced
Factors For L Property is D Property is D Directional Pro Direction UI U1 U1 U2 U2	ine, Area Defined fr Defined fr Operties Fixed	and Solid Sprin or This Length In or This Area In A NonLinear	Rotational Inertia 3 gs a Line Spring area and Solid Springs Properties Modify/Show for U1	2.500E-07
Factors For L Property is D Property is D Directional Pro Direction U1 U1 U2 U2 U2 U3	ine, Area Defined for Defined for Operties Fixed D	and Solid Sprin or This Length In or This Area In A NonLinear	Rotational Inertia 3 gs a Line Spring rea and Solid Springs Properties Modify/Show for U1 Modify/Show for U2 Modify/Show for U3	1. 1. P-Delta Parameter Advanced
Factors For Li Property is D Property is D Directional Pro Direction UI UI UI UI UI UI UI UI UI UI UI UI UI	ine, Area Defined for Defined for Define for Define for Define for Define for Define for Define for Define for	and Solid Sprin or This Length In or This Area In A NonLinear	Rotational Inertia 3 gs a Line Spring mea and Solid Springs Properties Modify/Show for U1 Modify/Show for U2 Modify/Show for U3	2.500E-07 1. 1. P-Delta Parameter Advanced
Factors For L Property is D Directional Pro Direction U1 U1 U2 U2 U2 U3 V3 R1 V R2	ine, Area Defined fo Defined fo Defined fo Defined fo Fixed D D D D D D D D D	and Solid Sprin or This Length In or This Area In A NonLinear	Rotational Inertia 3 gs a Line Spring rea and Solid Springs Properties Modify/Show for U1 Modify/Show for U2 Modify/Show for U3 Modify/Show for R1	2.500E-07

Εικόνα 2-15: Βασικά χαρακτηριστικά ήλου και ορισμός διευθύνσεων ενεργοποίησης ήλου

🔀 Link/Support Directional Pro	perties
Edit	
Identification	
Property Name	LINK_PLASTIC_D=19MM_H=100
Direction	U2
Туре	MultiLinear Plastic
NonLinear	Yes
Properties Used For Linear An	alysis Cases
Effective Stiffness	355386,8
Effective Damping	0,
Shear Deformation Location	
Distance from End-J	0,

Εικόνα 2-16: Δυσκαμψία ήλων ενδεικτικά για τη διεύθυνση U2



Εικόνα 2-17: Τελική μορφή μοντέλου με εμφάνιση των Links μεταξύ των κόμβων

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης δίνονται στις Εικόνα **2-18** και Εικόνα **2-19**. Συνολικά φαίνεται πως το παρόν προσομοίωμα συγκλίνει με τα προηγούμενα.



	SECTION DESIGNER	SHELL-FRAME (SAME JOINT)	SHELL-FRAME (DIFFERENT JOINT- CONSTRAINTS)	SHELL-FRAME (LINKS)
ΒΕΛΟΣ (Uz)	0,0278 m	0,02756 m	0,0276 m	0,0294 m
τα ΣΗ (S 11)	191,50 MPa	191,411 MPa	191,420 MPa	193,969 MPa

Πίνακας 2-4: Συγκεντρωτικός πίνακας αποτελεσμάτων 4/5

2.6 Προσομοίωμα με δοκό και πλάκα κελύφους με κοινό κόμβο και σύνδεση με zero length Links

[Frame- shell / same joint + constraints + zero length links]

Το παρόν μοντέλο έχει βάση το προσομοίωμα 2, όπου οι κεντροβαρικοί άξονες κελύφους και σιδηροδοκού έχουν μετατοπιστεί με τέτοιο τρόπο ώστε να έχουν κοινό σημείο. Υπενθυμίζεται πως ο άξονας της IPE300 διέρχεται από το « Top Center » της και του κελύφους διέρχεται από την κατώτατη στάθμη του. Η δοκός χωρίζεται σε τμήματα των 0,5 m όπως και πριν συμπέφτοντας με τη διακριτοποίηση της πλάκας. Για να δημιουργηθεί το « zero length link » μεταξύ 2 διαφορετικών σωμάτων πρέπει το πρόγραμμα να σχηματίσει τουλάχιστον 2 σημεία (ένα σημείο στη δοκό και ένα σημείο στο κέλυφος) που να έχουν πρακτικά τις ίδιες συντεταγμένες. Στο μοντέλο υπάρχουν 4 κομμάτια κελύφους και 2 κομμάτια δοκού που ακουμπούν το ίδιο σημείο.



Εικόνα 2-20: Αναπαράσταση 5 εκ των 6 διαφορετικών μελών με άκρο στο ίδιο σημείο

Χρησιμοποιώντας τις εντολές *Edit → Multilinear Points → Disconnect* το SAP2000 παράγει 6 διαφορετικά σημεία (ένα για κάθε μέλος) με τις ίδιες ακριβώς συντεταγμένες πάνω στον κάνναβο . Πλέον πρέπει

στο πρόγραμμα να δοθεί εντολή πως τα 4 νέα σημεία κελύφους πρέπει να λειτουργούν σαν ένα και ότι τα 2 διαφορετικά σημεία δοκού πρέπει, πάλι, να λειτουργούν σαν ένα μεταξύ τους. Επομένως είναι αναγκαίο να πραγματοποιηθούν οι ακόλουθες ενέργειες:

- Για τα 4 στοιχεία κελύφους αυτό θα επιτευχθεί με χρήση « body constraint » που τα δεσμεύει να συμπεριφέρονται πανομοιότυπα στους επιλεγμένους βαθμούς ελευθερίας.
- Για τα 2 σημεία της δοκού αρκεί να γίνει συγχώνευση ακολουθώντας τις εντολές Edit → Edit Points → Merge Points οπότε και το πρόγραμμα ξανασυνδέει τις επιμέρους δοκούς. Εκεί ορίζεται η ανοχή της σύνδεσης, δηλαδή η μέγιστη απόσταση μεταξύ δύο κόμβων για την οποία το λογισμικό λαμβάνει τους κόμβους ως ταυτόσημους. Αυτή αποφασίζεται 0,025 m που είναι και η πρόταση από το manual του SAP2000.

-	🔀 Merge Selected Points	\times
	Parameters	
	Merge Tolerance 0.025 m	
-	Reset Form to Default Values OK Close	

Εικόνα 2-21: Ορισμός απόστασης ανοχής για ταύτιση σημείων σύμφωνα με την οδηγία του λογισμικού



Εικόνα 2-22: Δημιουργία constraint για τη σύνδεση και συνεργασία των γειτονικών κελυφών στον κόμβο



Εικόνα 2-23: 4 σημεία κελυφών (107-110) και ένα της σιδηροδοκού (18)

Τελικά έχουν απομείνει 5 σημεία. Ένα για τη σιδηροδοκό και μια τετράδα από συνεργαζόμενα κελύφη. Αρκεί να συνδεθεί το σημείο δοκού με οποιοδήποτε σημείο από τα κελύφη και η διαδικασία έχει ολοκληρωθεί. Λόγου χάρη το Link σχεδιάζεται μεταξύ του κόμβου 18 και 107 και η διατμητική σύνδεση με μηδενικού μήκους στοιχείο έχει επιτευχθεί. Παρατίθεται και αναλυτικός πίνακας με τις συνδέσεις μεταξύ κόμβων που εκτελέστηκαν:

	AKPO	AKPO	
ΘΕΣΗ	ΔΟΚΟΥ	ΚΕΛΥΦΟΥΣ	ΒΟΟΥ ΚΕΛΛΥΦΩΝ
0m	-	-	
0.5m	18	107	107.109.110.108
1m	19	112	112.114.115.113
1.5m	20	117	117.119.120.118
2m	21	122	122.124.125.123
2.5m	3	127	127.128.130.129
3m	46	132	132.134.135.133
3.5m	47	137	137.139.140.138
4m	48	142	142.144.145.143
4.5m	49	147	147.149.150.148
5m	50	152	152.153.155.154
5.5m	71	157	157.159.160.158
6m	72	162	162.164.165.163
6.5m	73	167	167.169.170.168
7m	74	172	172.174.175.173
7.5m	75	177	177.178.180.179
8m	96	182	182.184.185.183
8.5m	97	187	187.189.190.188
9m	98	192	192.194.195.193
9.5m	99	197	197.199.200.198
10m	-	-	-

Πίνακας 2-5: Αναλυτικός πίνακας συνδέσεων και constraints που πραγματοποιήθηκαν στη μοντελοποίηση

Ta « Multi Linear Plastic Link » ορίσθηκαν ίδια με το προσομοίωμα 4, όπως φαίνεται στις Εικόνα **2-15** & Εικόνα **2-16**. Στη συνέχεια το κέλυφος φορτίζεται με ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο 5 kN / m² στην επιφάνεια του και δημιουργείται ο συνολικός συνδυασμός φόρτισης. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης φαίνονται παρακάτω:



Εικόνα 2-25: Τάση κάτω εφελκυόμενου άκρου στο μέσο της σύμμικτης δοκού [kpa]

	SECTION DESIGNER	SHELL- FRAME (SAME JOINT)	SHELL-FRAME (DIFFERENT JOINT- CONSTRAINTS)	SHELL- FRAME (LINKS)	SHELL-FRAME (SAME JOINT - CONSTRAINTS FOR SHELLS - ZERO LENGTH LINKS)
BEΛΟΣ (Uz)	0,0278 m	0,02756 m	0,0276 m	0,0294 m	0,0286 m
ΤΑΣΗ (S11)	191,50 MPa	191,411 MPa	191,420 MPa	193,969 MPa	193,745 MPa

Πίνακας 2-6:	Συγκεντρωτικός	πίνακας αποτε	λεσμάτων 5/5
--------------	----------------	---------------	--------------

Συνολικά, διαφαίνεται πως όλα τα μοντέλα συγκλίνουν στα αποτελέσματα τους με τις διαφορές που παρατηρούνται να είναι αμελητέες.
2.7 Παρατηρήσεις για τα γραμμικά προσομοιώματα

Αρχικά από τα προηγούμενα μοντέλα μόνον εκείνα που μπορούν να αναπτύξουν μη γραμμικό νόμο για τους διατμητικούς ήλους θα αξιοποιηθούν στη συνέχεια της εργασίας (δηλαδή αυτά που εμπεριέχουν Link). Τα υπόλοιπα βοηθούν στην επαλήθευση των αποτελεσμάτων και τη σύγκριση των διαφορετικών τρόπων προσομοίωσης για τον εντοπισμό των μειονεκτημάτων της κάθε μεθόδου.

- I. Το 1° μοντέλο (παρ. 2.2) με Section Designer χρειάζεται Base material τον χάλυβα για να λειτουργήσει και είναι μια απλή απεικόνιση γραμμικού ραβδωτού στοιχείου χωρίς την ικανότητα σχεδίασης διατμητικής σύνδεσης με μη γραμμικό νόμο. Από χειροκίνητο έλεγχο βρέθηκε πως υπολογίζει με ακρίβεια τη ροπή αδράνειας της διατομής και κατ' επέκτασιν και το βέλος κάμψης και την τάση στο μέσο της σύμμικτης δοκού. Το παρόν προσομοίωμα ωστόσο είναι κατάλληλο μόνο για σύγκριση με τα υπόλοιπα.
- II. Τα μοντέλα 2 3 (παρ. 2.3 & 2.4) είναι από τα πλέον αξιόπιστα διότι μοντελοποιούν με διαφορετικά στοιχεία τη σιδηροδοκό και το σκυρόδεμα. Επιπλέον, επιτυγχάνουν το καθένα με τον δικό του τρόπο (ίδιο κόμβο ή constraints) την ιδεατή πλήρη διατμητική σύνδεση. Η ιδεατή αυτή σύνδεση είναι σαν σύνδεση με ήλους πολύ μεγάλης δυσκαμψίας, που απέχει πολύ από την κατασκευαστική αλήθεια. Τα προσομοιώματα αυτά έχουν συναφή αποτελέσματα τόσο μεταξύ τους, όσο και με το 1° μοντέλο.
- III. Το 4° μοντέλο (παρ. 2.5) διαφέρει από τα προηγούμενα στο ότι η διατμητική λειτουργία προκύπτει από τους ήλους – Link. Τα Link έχουν πεπερασμένο μήκος 75 mm ,το μισό του ύψους της πλάκας, και για τη γραμμική ανάλυση απαιτείται ο ορισμός της δυσκαμψίας τους, ώστε το λογισμικό να μπορεί να χειριστεί το συνδετικό μέλος. Για την κατανόηση του φαινομένου σχηματίστηκε ο παρακάτω πίνακας που θα εξηγηθεί στη συνέχεια.

				Αποτελέ	σματα:
D(mm)	Ks(kN/m)	Prd(kN)	Uy(m)	Uz(m)	S11(Mpa)
16	299273,10	92,65	0,000310	0,0296	194,033
19	355386,80	130,65	0,000368	0,0294	193,967
22	411500,51	175,17	0,000426	0,0292	193,913
25	467614,22	226,19	0,000484	0,0291	193,888
-	1028751,27	-	-	0,0285	193,710
-	1589888,33	-	-	0,0283	193 <i>,</i> 657
-	9000000,00	-	-	0,279	192,815

Πίνακας 2-7: Αποτελέσματα βέλους και τάσης για διαφορετικές τιμές δυσκαμψίας των συνδέσμων Link

Г

Όλος ο πίνακας απευθύνεται στην τοποθέτηση ήλων D (mm) = 16 / 19 / 22 / 25 ανά e_L = 0,25 m για τις πρώτες 4 σειρές και οι υπόλοιπες 3 είναι για αυθαίρετο ορισμό μεγαλύτερης δυσκαμψίας. Από τον πίνακα φαίνεται ότι δρώσα δυσκαμψία των συνδέσμων μεταξύ δοκού και πλάκας είναι αυτή που ευθύνεται για την τιμή του βέλους και της τάσης του κάτω πέλματος της σύμμικτης δοκού. Επίσης φαίνεται πράγματι πως όσο η δυσκαμψία των ήλων αυξάνεται, τόσο τα συγκρινόμενα μεγέθη πλησιάζουν αυτά της ιδεατής πλήρους διατμητικής σύνδεσης των μοντέλων 2 & 3. Τα αποτελέσματα του μοντέλου 4 θεωρούνται από τα πλέον αξιόπιστα.

IV. Το 5° μοντέλο (παρ. 2.6) μοιάζει ενδιάμεσο του 4° και των μοντέλων 2 και 3. Αυτό οφείλεται στην σύνδεση με Link δύο κόμβων με ίδιες συντεταγμένες, οπότε και δεν υπάρχει πεπερασμένο μήκος για το μέλος ώστε να παραμορφωθεί. Τα αποτελέσματα του είναι ικανοποιητικά. Η προσομοίωση, όμως, με μηδενικό μήκος των ανελαστικών Link είναι αξεπέραστο πρόβλημα για το λογισμικό καθώς αυτά δεν μπορούν να αναλυθούν μη γραμμικά εάν δεν έχουν πεπερασμένο μήκος.

Μοναδικό αξιόπιστο μοντέλο για μη γραμμική ανάλυση φαίνεται να είναι το 4°. Με αυτό για βάση στη μοντελοποίηση της σύμμικτης λειτουργίας θα συνεχιστεί η εργασία με την ανάπτυξη μη γραμμικού μοντέλου στο κεφάλαιο 3.

3 ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΣΙΔΗΡΟΔΟΚΟΥ ΚΑΙ ΠΛΑΚΑΣ

3.1 Γενικά

Πλέον, στα προσομοιώματα το κατακόρυφο ομοιόμορφο φορτίο της πλακοδοκού θα πραγματοποιηθεί μη γραμμική ανάλυση. Για το λόγο αυτό θα μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν μόνο τα 2 τελευταία μοντέλα που η σύμμικτη λειτουργεί επιτυγχάνεται με τη χρήση « Multi-Linear Plastic Link », καθώς στα υπόλοιπα η ανάλυση δεν θα είχε αξία. Για λόγους που εξηγήθηκαν στο υποκεφάλαιο 2.7, μόνο το μοντέλο του μέρους 2.5 είναι ικανό να διαχειριστεί τη μη γραμμική θεώρηση. Στη συγκεκριμένη φάση της μοντελοποίησης είναι επιθυμητό να καταγραφεί η απόκριση των ήλων με την κατανομή της καταπόνησης τους, εξού και η μη γραμμική ανάλυση, όπως πραγματοποιείται από το πρόγραμμα SAP2000. Για να επιτευχθεί η διαφοροποίηση της καταπόνησης του κάθε ήλου από το μοναδικό διάμηκες φορτίο, δηλαδή σε τέμνουσα ανά ήλο, θα ευρεθεί το επιφανειακό ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο που προκαλεί πλαστικοποίηση της σύμμικτης διατομής. Το φορτίο αυτό θα είναι και εκείνο που θα χρησιμοποιείται παρακάτω. Αναλύοντας την διατομή σε υπολογιστικό φύλλο έχοντας δεδομένα όλα τα σταθερά γεωμετρικά χαρακτηριστικά της και τα χαρακτηριστικά των υλικών, επιλύεται για συνθήκη ισορροπίας εφελκυστικών και θλιπτικών δυνάμεων. Με αυτό τον τρόπο βρίσκεται ο ουδέτερος άξονας της σύμμικτης διατομής και στη συνέχεια δημιουργείται το διάγραμμα τάσεων για τον υπολογισμό της ροπής αντίστασης.

Υλικά: δομικός χάλυβας S235, τσιμέντο C25/30, ήλος S235 D=19 mm, χάλυβας οπλισμού σκυροδέματος αμελείται. Η διατομή σιδηροδοκού IPE300 είναι κατηγορίας 1, διότι ολόκληρη βρίσκεται υπό εφελκυστική τάση και άρα επιτρέπεται η πλαστική ανάλυση της.

Οριακές τάσεις υλικών: $f_{cd} = 0.85 f_{ck} / \gamma_c$, $f_{td} = 0$, $f_{ad} = f_{yk} / \gamma_M$, όπου $\gamma_c = 1.5 & \gamma_M = 1$.

3.2 Υπολογισμοί

24

3.2.1 Υπολογισμός φορτίου πλαστικοποίησης της σύμμικτης δοκού

Από την επίλυση προκύπτει πως ο ουδέτερος άξονας είναι εντός της συμπαγούς πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος και ο υπολογισμός της πλαστικής ροπής αντοχής M_{Pl} (kNm) και του φορτίου q_{Pl} (kN / m²) που την προκαλεί δίνονται παρακάτω από την εξίσωση 3-4 και Εικόνα **3-3**.



Εικόνα 3-1: Πλαστική ανάλυση διατομών με ουδέτερο άξονα εντός τους σκυροδέματος z_0
<d [5]

Θλιπτική δύναμη:

$D = b \cdot z_0 \cdot 0.85 \cdot f_{cd}$	3-1
Εφελκυστική δύναμη:	
$Z = A_a \cdot f_{yd}$	3-2
Θέση ουδέτερου άξονα:	
$D = Z \rightarrow z_0 = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{b \cdot 0.85 \cdot f_{cd}} \le d$	3-3
Πλαστική ροπή:	
$M_{pl,Rd}^{+} = A_a \cdot f_{yd} \cdot \left(z_a - \frac{z_0}{2}\right)$	3-4

	Δεδομένα	
	Διατομή:	IPE300
	h _c (cm)	15
	h _a (cm)	30
	t _w (cm)	0,71
	t _{fo} (cm)	1,07
	t _{fu} (cm)	1,07
	b _{fo} (cm)	15
	b _{fu} (cm)	15
άνω οπλ.	Z _s (cm)	-
	b _c (cm)	200
	$A_a (cm^2)$	53,8
από άνω	Z _a (cm)	30
	A_{c} (cm ²)	3000
	A _s (cm ²)	-
	Υλικά:	
	f_{ad} (kN/cm ²)	23,5
	f_{cd} (kN/cm ²)	1,666667
	f _{sd} (kN/cm ²)	43,47826
	Ecm (GPa)	31

Εικόνα 3-2: Εισαγωγή δεδομένων ΙΡΕ300 και υλικών σε υπολογιστικό φύλλο

Έστω ΠΟΑ στην	διεπιφάνε	εια χάλυβα	σκυροδέματος	:				
Z (kN)	1264,3							
D (kN)	4250							
Παρατηρούμε τ	τως Ζ < D ά	ρα ο ΠΟΑ (θα βρίσκεται μέ	σα στο σκι	υρόδεμα			
Αναλυτικά:								
Z ₀ (cm)	4,46	ικανοποιε	ίται					
M _{pl,Rd} (kNm)	351,082	qL^2/8>	qmax(kN/m)=	28,087		q _{pl} (kN/m²)=	14,04	
		L(m)=	10					
		b _c (m)=	2					
Κατηγορία διατ	ομής:							
όλος ο κορμός ε	εφελκύετα	ι άρα βρισ	κόμαστε στην κ	ατηγορία :	L και επιτρ	έπεται να κάνουμ	ιε πλαστική	ανάλυση

Εικόνα 3-3: Αποτελέσματα μεγεθών πλαστικής ροπής αντοχής και φορτίου πλαστικοποίησης

Τελικά για πλαστική ροπή αντοχής M_{pl} = 351,08 kNm → προκύπτει *q_{pl}* = *14,04 kN / m²*. Το φορτίο αυτό θα χρησιμοποιηθεί για την μη γραμμική ανάλυση του προσομοιώματος στη συνέχεια. Προϋπόθεση είναι η ανάπτυξη πλήρους διατμητικής σύνδεσης.

26

3.2.2 Υπολογισμός πλήρους διατμητικής σύνδεσης

Με γνωστό το επιφανειακό φορτίο που επιφέρει πλαστικοποίηση της διατομής μπορεί να υπολογιστεί η διατμητική σύνδεση δοκού IPE300 και πλάκας σκυροδέματος. Η διατμητική σύνδεση επιλέγεται πλήρης. Αρχικά πρέπει να πραγματοποιηθεί ο υπολογισμός της διαμήκους διάτμησης, η οποία είναι επακόλουθο της συνθήκης ισορροπίας των διαμήκων δυνάμεων που συνυπάρχουν στον φορέα, εντός κάποιου κρίσιμου μήκους. Το κρίσιμο μήκος στην αμφιέρειστη δοκό που μελετάται είναι η απόσταση μεταξύ 2 διαδοχικών χαρακτηριστικών διατομών της, ήτοι από το άκρο έως το μέσο της όπου συμβαίνει μηδενισμός τέμνουσας. Άλλες κρίσιμες διατομές δεν υφίστανται γιατί δεν επιβάλλεται κάπου συγκεντρωμένο φορτίο, ούτε υπάρχει αλλαγή διατομής κατά μήκος του φορέα. Το κρίσιμο μήκος ορίζεται $L_k = L/2 = 5$ m. Επιπλέον το μοντέλο απευθύνεται σε κατασκευή δομικών έργων, με κατηγορία διατομής 1 και όλκιμη συμπεριφορά των διατμητικών ήλων κεφαλής, δηλαδή οι προϋποθέσεις της διαμήκους διάτμησης ικανοποιούνται.

$$V_L = min(N_{pl,a,Rd}, D_{c,pl,Rd}) = min(f_{ad} \cdot A_a , f_{cd} \cdot b_c \cdot h_c)$$
3-5

Από την εξίσωση 3-5 προκύπτει η δύναμη διαμήκους διάτμησης ίση με V_L = 1264,3 kN. Με γνωστή τη δύναμη V_L=1264,3 kN που καλούνται να αναλάβουν οι διατμητικοί σύνδεσμοι η διαδικασία προχωρά στην επιλογή των ήλων και της αντοχής τους. Επιλέγονται ήλοι d =19 mm (Φ19) S235 f_y = 235 MPa & f_u = 360 MPa. Η αντοχή του κάθε ήλου σε περιβάλλον συμπαγούς πλάκας σκυροδέματος είναι το ελάχιστο της διατμητικής του αντοχής και της αντοχής σκυροδέματος σε σύνθλιψη άντυγας. Οι υπολογισμοί γίνονται με βάση τις εξισώσεις 3-6 & 3-7.

$$P_{Rd,s} = 0.8 \cdot f_u \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{\gamma_v}\right)$$
3-6

$$P_{Rd,c} = 0.29 \cdot a \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}/\gamma_{\nu}}$$
3-7

$$P_{Rd} = \min\left(P_{Rd,s}, P_{Rd,c}\right)$$
3-8

Όπου: f_{ad} = 355 MPa , A_a : η επιφάνια της μεταλλικής διατομής δοκού , f_{cd} : Η αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος C20/25, f_{ck} : Η χαρακτηριστική αντοχή του σκυροδέματος C20/25 και ο συντελεστής γ_v = 1,25.

ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΌ ΠΡΟΣΟΜΟΊΩΜΑ ΣΙΔΗΡΟΔΟΚΟΎ ΚΑΙ ΠΛΆΚΑΣ

ΔΙΑΜΗΚΗΣ ΔΙΑΤ	ΜΗΣΗ:			d(mm)=	19
L(m)=	10			f _{ad} (Mpa)=	235
L _K (m)=	5		IPE300	$A_a(cm^2)=$	53,8
D+(kN)=	N _{pl,a,Rd} =	1264,3		f _{ck} (Mpa)=	25
Z+(kN)=	D _{c,pl,Rd} =	4250		b _c (cm)	200
V _L (kN)=	1264,3			h _c (cm)=	15
M _{Ed} = M _{pl} =	351,08				
qmax(kN/m ²)=	14,04				
qmax(kN/m)=	28,09				

Εικόνα 3-4: Υπολογισμός διαμήκους διάτμησης για ΙΡΕ300 και πλάκα ΟΣ 150 mm

STUD:					
d(mm)=	19			$P_{Rd,c}(kN) =$	73,730
h(mm)=	100			P _{Rd,s} (kN)=	65,325
h/d=	5,26	>4		P _{Rd} (kN)=	65,325
a=	1				
S235					
f _u (kN/cm ²)=	36				
$E_{cm}(kN/cm^2)=$	3100	31000	Мра		
E _a		210000	Мра		

Εικόνα 3-5: Υπολογισμός αντοχής ήλου Φ19

Επομένως σύμφωνα με την εξίσωση 3-8 *P_{Rd}* = *65,325 kN*.

Στη τελευταία φάση πρέπει να υπολογιστούν οι απαιτούμενοι ήλοι για την επίτευξη της πλήρους διατμητικής σύνδεσης, καθώς και να καθοριστεί μία γεωμετρικά αποδεκτή κατανομή τους κατά το μήκος της δοκού. Αναλυτικότερα, οι ήλοι θα παραλάβουν ολόκληρη τη διαμήκη διάτμηση, ώστε η ολίσθηση μεταξύ πλάκας και IPE300 να τείνει προς το μηδέν και να μπορεί να αναπτυχθεί η πλήρης πλαστική ροπή αντοχής M_{pl} = 351,08 kNm . Γεωμετρικά, ο Ευρωκώδικας επιτρέπει την ομοιόμορφη κατανομή των ήλων εάν ισχύουν οι εξής προϋποθέσεις:

- Χρησιμοποιούνται αποκλειστικά όλκιμοι ήλοι κεφαλής 16mm < d < 22 mm & h > 4d. OK
- Οικοδομικά έργα. *ΟΚ*
- Διατομές κατηγορίας 1 ή 2. *ΟΚ*
- $M_{pl,Rd} / M_{pl,a,Rd} < 2,5$. OK

0,00037

Εικόνα 3-7: Δυσκαμψία, Διάγραμμα F(kN) - δ(m) με ισοτροπική υστέρηση, ενδεικτικά για τη
διεύθυνση U2

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ ΤΟΥ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΥ ΚΑΒΑΛΑΡΗ

ΠΛΗΡΗΣ ΔΙΑΤΙΝΙ	ΗΤΙΚΗ ΣΥΝΔ	EZH:				
η#=	19,354	>>>	20	για 5m = L	/2	
el(m)=	0,25					
αρα στο μισό με	έτρο 2 ήλοι					
					Για διάγραμμα	α σαπ:
Δυσκαμψία κατ	:ά Jun He, et	tal:			Διαρροή	
ks(N/mm)=	355386,8	kN/m		kN	P _{Rd} *0.5m/ <mark>el</mark> =	130,650

Εικόνα 3-6: Πλήθος ήλων και υπολογισμός δυσκαμψίας – μετατόπισης διαρροής ήλου

m

U_v=

Οι διαστάσεις ικανοποιούν τους κανονισμούς. Η δυσκαμψία κατά Jun He et al , αφορά δημοσίευση η οποία καταλήγει σε αναλυτική εξίσωση που δίνει τη δυσκαμψία του διατμητικού στοιχείου σε N / mm = kN / m και στη συνέχεια τα ανάγει σε N / mm / m = kN / m / m ανά μέτρο μήκους [10]:

$$k_{\rm s} = C \cdot d_{\rm s} \cdot E_c^{3/4} \cdot E_{\rm s}^{3/4}$$

Ks(N/mm/m)=

ή ανά μέτρο μήκους:

$$K_s = \#studs \cdot k_s \cdot L$$

Στο μοντέλο η διακριτοποίηση είναι κοινή και για τα κελύφη και για την IPE300 ανά 0,50 m. Αυτομάτως πρέπει να γίνει αναγωγή της προκύπτουσας δύναμης διαρροής του ήλου στο 0,5 m, εφόσον αυτοί τοποθετούνται ανά 0,25 m. Τελικά $P_{Rd} = 130,65$ kN & $u_y = 0,3676$ mm. Ο συντελεστής C ισούται με 0,374 για ήλους κεφαλής.



_ -

. . .

1421547,2

3-9

3.3 Μη γραμμικό προσομοίωμα με δοκό και πλάκα κελύφους με Links

Το προσομοίωμα είναι το ίδιο μοντέλο με το γραμμικό, με τη διαφορά πως τώρα ο συνδυασμός φόρτισης επιλύεται μη γραμμικά. Στο συνδυασμό εμπεριέχονται το φορτίο q_{pl} = 14,04 kN / m² για το οποίο η διατομή πλακοδοκού πλαστικοποιείται και τα ίδια βάρη των μελών της (κέλυφος της πλάκας σκυροδέματος πάχους 0,15 m , τη σιδηροδοκό IPE300 και τα βάρος των ήλων όπως αυτό ορίστηκε εσωτερικά μέσα στα Link. Το συνολικό επιφανειακό φορτίο που προκύπτει είναι 18,04 kN / m². Στο πρόγραμμα ο συνδυασμός μη γραμμικών φορτίσεων με γραμμικές φορτίσεις λειτουργεί μόνον αθροιστικά, με αποτέλεσμα η καταπόνηση της γραμμικής να αθροίζεται στην μη γραμμική ανεξάρτητα από το αν συμβαίνει διαρροή ή όχι. Για αυτό και αποφασίστηκε να δημιουργηθεί η παραπάνω μοναδική φόρτιση των 18,04 kN / m² ως μη γραμμική και να ελεγχθεί το μοντέλο μόνο προς αυτήν. Μετά την ανάλυση τα αποτελέσματα θα δοθούν τόσο σε εικόνα για την εποπτική κατατόπιση του αναγνώστη στο περιβάλλον του προγράμματος, όσο και σε πίνακα για να είναι εμφανή όλα αυτά που ενδιαφέρουν. Συνοπτικά, αυτό είναι το διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων παράλληλες με το διαμήκη άξονα της δοκού, δηλαδή για το Link element ο άξονας U2. Επισημαίνεται πως οι ήλοι έχουν τοποθετηθεί ανά 0,25 m, ενώ η διακριτοποίηση της δοκού είχε επιλεχθεί ανά 0,5 m. Οπότε σε κάθε άκρο πεπερασμένου στοιχείου είναι σαν λειτουργούν 2 ήλοι (βλέπε 3.1).

Load Case Name		Notes	Load	Case Type	
FORTIO 18.04 Set Def Name		Modify/S	how Sta	tic	✓ Design
nitial Conditions Zero Initial Condition Continue from State Important Note:	s - Start from Unstressed State at End of Nonlinear Case bads from this previous case are inc	cluded in the current cas	Anal O ©	ysis Type Linear Nonlinear Nonlinear Staged Constri	uction
Aodal Load Case All Modal Loads Applied	Use Modes from Case	MODAL	✓ Geor O	netric Nonlinearity Parame None P-Delta R. Delta plus Large Displa	eters
Load Type	Load Name Sca	ale Factor		r-Deita plus Laige Displa	Cementa
Load Pattern V	FORTIO 18.04 V 1.		Mass	s Source	
Load Pattern	FORTIO 18.04 1.	Add Modi Dele	fy te	ivious	~
Other Parameters	Full Load	Modify/Shov	<i></i>	ОК	Ĵ
Results Saved	Final State Only	Modify/Shov	<i>l</i>	Cancel	
Nonlinear Daramaters	Default	Hedifu/Shou			

Εικόνα 3-8: Εισαγωγή φορτίου πλαστικοποίησης (συμπεριλαμβανομένων των ΙΒ) της σύμμικτης δοκού για μη γραμμική ανάλυση



Εικόνα 3-9: Αποτελέσματα ανάλυσης για τέμνουσα δύναμη ήλων κατά ΧΧ. Πλαστικοποίηση στα 1 m και 1,5 m

Για όλα τα Links δίνεται από το πρόγραμμα η μετατόπιση που έφτασαν για να μπορεί να συγκριθεί με την μετατόπιση διαρροής U_y = 0,0003676 m.

	Link Text	LinkElem Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
•	1	1	FORTIO 18.04	NonStatic	Max	0	2.225E-19	0	0	0	0
	2	2	FORTIO 18.04	NonStatic	Max	0	-0.000298	6.843E-17	0	0	0
	3	3	FORTIO 18.04	NonStatic	Max	0	-0.000377	9.942E-17	0	0	0
	4	4	FORTIO 18.04	NonStatic	Max	-3.469E-18	-0.000389	2.987E-17	0	0	0
	6	6	FORTIO 18.04	NonStatic	Max	0	-0.000357	1.947E-17	0	0	0
	7	7	FORTIO 18.04	NonStatic	Max	0	-0.00031	7.187E-18	0	0	0
	8	8	FORTIO 18.04	NonStatic	Max	0	-0.000255	2.004E-17	0	0	0
	9	9	FORTIO 18.04	NonStatic	Max	0	-0.000194	3.646E-17	0	0	0
	10	10	FORTIO 18.04	NonStatic	Max	0	-0.00013	3.251E-18	0	0	0
	11	11	FORTIO 18.04	NonStatic	Max	0	-6.5E-05	3.103E-18	0	0	0
	12	12	FORTIO 18.04	NonStatic	Max	0	-1.021E-16	1.468E-17	0	0	0
	13	13	FORTIO 18.04	NonStatic	Max	0	6.5E-05	6.678E-18	0	0	0
	14	14	FORTIO 18.04	NonStatic	Max	0	0.00013	-2.741E-17	0	0	0
	15	15	FORTIO 18.04	NonStatic	Max	0	0.000194	-1.948E-17	0	0	0
	16	16	FORTIO 18.04	NonStatic	Max	0	0.000255	-1.547E-17	0	0	0
	17	17	FORTIO 18.04	NonStatic	Max	0	0.00031	1.567E-17	0	0	0
	18	18	FORTIO 18.04	NonStatic	Max	0	0.000357	-9.046E-19	0	0	0
	19	19	FORTIO 18.04	NonStatic	Max	0	0.000389	-7.581E-17	0	0	0
	20	20	FORTIO 18.04	NonStatic	Max	0	0.000377	-3.692E-17	0	0	0
	21	21	FORTIO 18.04	NonStatic	Max	0	0.000298	-2.247E-17	0	0	0
	22	22	FORTIO 18.04	NonStatic	Max	0	1.244E-19	0	0	0	0
	-										

Εικόνα 3-10: Μετατόπιση κορυφής των μη γραμμικών συνδέσμων για το φορτίο 18,04 kN / m²

Παρατηρείται πως η 1^η ομάδα ήλων δε διαρρέει (με οριζόντια τέμνουσα 106,02 kN < 130,65 kN) και η διαμήκης τέμνουσα προχωρά στη 2^η και 3^η στις οποίες φτάνει και ξεπερνά το σημείο διαρροής των 130,65 kN. Από την 4^η και μέχρι την 10^η (στο μέσο δηλαδή της δοκού) η τέμνουσα δύναμη που αναλαμβάνουν μικραίνει ωσότου μηδενιστεί στον 10°. Αυτό επαληθεύει την πραγματικότητα και διασαφηνίζει πως το παρόν μοντέλο είναι επαρκές και αξιόπιστο σε μη γραμμικές αναλύσεις για τη συνέχεια της εργασίας.

3.4 Συμπεράσματα

Το μοντέλο με δοκό – κελύφη και Link είναι εμφανώς αξιόπιστο για μη γραμμική ανάλυση. Τα αποτελέσματα στα οποία καταλήγει είναι και τα αναμενόμενα για μια κοινότυπη αμφιέρειστη δοκό όπως αυτή. Η πλαστικοποίηση των ήλων και η κατανομή της διαμήκους διάτμησης στα στοιχεία είναι ικανοποιητική. Η εργασία θα προχωρήσει στην μοντελοποίηση ενός κτιρίου αξιοποιώντας το παρόν προσομοίωμα.

4 ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΕΣ ΣΥΜΜΙΚΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

4.1 Γενικά

Το δεύτερο κομμάτι της εργασίας πραγματεύεται την μοντελοποίηση ενός υφιστάμενου σύμμικτου κτιρίου με το λογισμικό SAP2000 στο οποίο το ρόλο του διαφράγματος αναλαμβάνουν τα κελύφη των πλακών οπλισμένου σκυροδέματος. Οι πλάκες ορίζονται ως συμπαγείς και τα πεπερασμένα στοιχεία της διακριτοποίησης είναι συνδεδεμένα με τις σιδηροδοκούς με χρήση κατάλληλων « Multi Linear Plastic Link » σε ρόλο διατμητικών ήλων κεφαλής. Στόχος της εργασίας είναι να παρατηρηθούν οι καταπονήσεις των ήλων ανάλογα με τη εκάστοτε φόρτιση. Το εν λόγω κτίριο αποτελεί παραλλαγή του κτιρίου της διπλωματικής εργασίας του απόφοιτου Κουφολάμπρου Γιάννη [12] το οποίο βασίστηκε σε παραθαλάσσια κατασκευή στο Μιμαρλίκ της Τουρκίας στο πέλαγος του Μαρμαρά. Πρόκειται για πενταώροφη κατασκευή χώρου γραφείων και κατοικιών. Στατικά ο φορέας αποτελείται από *συμπαγείς πλάκες* (παραδοχή της παρούσας εργασίας), αμφιαρθρωτές σύμμικτες δοκούς και μεταλλικά υποστυλώματα. Η ανάληψη των οριζοντίων σεισμικών δυνάμεων γίνεται και στις δύο διευθύνσεις με κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας τύπου χιαστί. Ενδιαφέρον έχουν τα αρχιτεκτονικά σχέδια, όπου η σύλληψη του αρχιτέκτονα δημιουργεί την ανάγκη επιμηκών οπών στην κάτοψη. Το ζήτημα αυτό αναδεικνύεται στη συνέχεια.

Η ορθή μοντελοποίηση του πενταώροφου φορέα είναι το πρώτο στάδιο. Για την προσομοίωση χρησιμοποιήθηκαν οι τελικοί ξυλότυποι της διπλωματικής εργασίας [12]. Εξαίρεση αποτελούν:

- Η χρήση συμπαγών πλακών αντί σύμμικτων με χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73.
- Η μη χρήση castellated δοκών στον τελευταίο όροφο και η διατήρηση του ξυλότυπου του τέταρτου ορόφου, σε αντιστοιχία με τον αρχικό σχεδιασμό του κτιρίου.
- Η χρήση πεπερασμένων στοιχείων κελυφών αντί τεχνητών διαφραγμάτων.
- Η προσθήκη μιας επιπλέον δοκού, ώστε να παρέχεται πλευρική εξασφάλιση σε ένα υποστύλωμα, λόγω της απουσίας του διαφράγματος. Το υποστύλωμα αυτό αποτελεί μέρος του κεντρικού κλιμακοστασίου και το πρόσθετο δοκάρι στηρίζει ουσιαστικά το πάτημα της σκάλας.
- Εμφανίζονται μικρές διαφορές στις κατόψεις μεταξύ των δύο διπλωματικών. Αυτές ήταν αναμενόμενες αφού στην παρούσα εργασία μοντελοποιούνται οι πλάκες, ενώ στην προηγούμενη προσομοιώνονται μόνα τα μεταλλικά μέρη της κατασκευής

Τέλος η κατασκευή δεν παρουσιάζει μη κανονικότητες σε κάτοψη και τομή.

Σημείωση: Οι υποενότητες εισαγωγή, αρχιτεκτονικά, υλικά δεν αναπτύσσουν διεξοδικά το θέμα τους, παρά μόνο αναφέρουν εν συντομία τα απαραίτητα σημεία για την κατανόηση του αναγνώστη. Το έργο έχει επιλυθεί με λεπτομέρεια σε παλαιότερη διπλωματική του συνάδελφου Γιάννη Κουφολάμπρου (*Γ.Κ. ΕΜΚ ΔΕ 2021 / 14*) [12].

4.2 Αρχιτεκτονικά σχέδια

Η γενική ιδέα του σχεδιαστή του κτιρίου ήταν να χωρίσει τον όγκο ενός ορθογωνίου παραλληλεπιπέδου σε δύο τμήματα και ύστερα να μετακινήσει τα τμήματα παράλληλα στην τομή τους, προκαλώντας εσοχές στην κάτοψη. Τελικά οι εσοχές είναι άνισες και το υπό κατασκευή έργο θα έχει την μορφή της εικόνας Εικόνα **4-2**.



Εικόνα 4-1: Αρχιτεκτονική ιδέα του κτιρίου [13]



Εικόνα 4-2: Τρισδιάστατή απεικόνιση κτιρίου ενσωματωμένο στο τελικό του περιβάλλον [13]

Σημαντική λεπτομέρεια της προσομοίωσης είναι η σκάλα που φαίνεται να εξέχει στο αριστερό μέρος της πρόσοψης. Το κλιμακοστάσιο αυτό είναι και εσωτερικό (υπάρχει και εξολοκλήρου εξωτερικό) που διατρέχει όλο το πλάτος της κάτοψης και προκαλεί τα κενά στην πλάκα- διάφραγμα της εκάστοτε στάθμης. Αρχίζει από το ισόγειο και καταλήγει στην οροφή. Όπως φαίνεται στους 2 τελευταίους ορόφους είναι εξωτερική και στους προηγούμενους τρεις εσωτερική. Σε κάθε όροφο βρίσκεται σε διαφορετικό μέρος της κάτοψης και προκαλεί διαφορετικά κενά στην πλάκα όσο η στάθμη του ανεβαίνει.

Οι διαστάσεις του οικοδομήματος είναι 54,00 m × 13,50 m αφαιρώντας τις άνισες εσοχές / εξοχές στην κάθε πλευρά (αριστερά 12 m × 7,5 m και δεξιά 9 m × 6 m). Η κάτοψη είναι πανομοιότυπη για όλους τους ορόφους. Αυτό που αλλάζει είναι η χρήση και οι οπές του κάθε ορόφου. Συγκεκριμένα ο 1°ς, 2°ς και 3°ς όροφος ως προς τη χρήση τους διακρίνονται σε χώρους γραφείων, ο 4°ς όροφος ως χώρος κατοικιών, ενώ ο 5°ς όροφος ως εστιατόριο. Ο καθένας τους έχει σταθερό ύψος 3,80 m. Δεν κατασκευάζεται υπόγειο. Δεν υπάρχουν χώροι στάθμευσής στο ισόγειο. Ακολουθούν τα βασικά αρχιτεκτονικά σχέδια στις εικόνες 4-3:7.



SECTION A-A





Εικόνα 4-4: Κάτοψη ισογείου στάθμης 0,0 m [13]



Εικόνα 4-5: Κάτοψη 1^{ου} & 2^{ου} ορόφου σε στάθμες 3,8 m και 7,6 m αντίστοιχα[13]



Εικόνα 4-6: Κάτοψη 3^{ου} και 4^{ου} ορόφου σε στάθμες 11,4 m και 15,2 m αντίστοιχα [13]



Εικόνα 4-7: Κάτοψη 5^{ου} ορόφου σε στάθμη 19 m [13]

4.3 Υλικά κατασκευής

Συνοπτικά τα υλικά της κατασκευής είναι τα εξής:

• Σκυρόδεμα C20/25 με τις ακόλουθες παραδοχές :

 $E_{\mbox{\scriptsize cm}}=31~\mbox{GPa}$.

Ειδικό βάρος οπλισμένου σκυροδέματος γ = 25 kN / m³ .

Λόγος Poisson για ελαστική περιοχή v = 0.2.

Τάση σχεδιασμού $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$, όπου $\gamma_c = 1,50$.

Δομικός χάλυβας για όλα τα μέλη του κτιρίου είναι S355 σύμφωνα με το EN1993-1-1 :

Μέτρο ελαστικότητας E_s = 210 GPa .

Μἑτρο διάτμησης G = 81 GPa .

Ειδικό βάρος γ = 78,5 kN / m^3 .

Λόγος Poisson για ελαστική περιοχή ν = 0,3 .

Τάση σχεδιασμού f_{yd} = f_{yk} / γ_M , όπου γ_M = 1 .

Hairma	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t [mm]							
και	t ≤ 4	0 mm	$40 \text{ mm} \le t \le 80 \text{ mm}$					
ποιότητα χάλυβα	f _y [N/mm ²]	f _u [N/mm ²]	f _y [N/mm ²]	f _n [N/mm ²]				
EN 10025-2								
\$ 235 \$ 275	235 275	360 430	215 255	360 410				
S 355	355	510	335	470				
\$ 450	440	550	410	550				

Εικόνα 4-8: ΕΝ10025-2. Ποιότητα δομικού χάλυβα

- Χάλυβας διατμητικών ήλων κεφαλής Φ16 & Φ19 S235 πάλι σύμφωνα με το EN1993-1-1 με f_u = 360 MPa και όλα τα συναφή όπως ορίστηκαν προηγουμένως.
- Χάλυβας οπλισμού σκυροδέματος B500c με όριο διαρροής f_y = 500MPa και ιδιότητες:

Μέτρο ελαστικότητας E_s = 210 GPa $% E_s$.

Ειδικό βάρος γ = 78,5 kN / m^3 .

Τάση σχεδιασμού f_{sd} = f_s / γ_s , όπου γ_s = 1,15 .

Διαστασιολόγηση για τα εντατικά μεγέθη της συμπαγούς πλάκας δεν πραγματοποιήθηκε γιατί δεν αφορά την παρούσα εργασία.

4.4 Φορτίσεις επί της κατασκευής

Οι φορτίσεις της κατασκευής ορίζονται από τα αντίστοιχα τμήματα των κανονισμών που εφαρμόζει ο μελετητής μηχανικός. Στην παρούσα διπλωματική εργασία οι δράσεις επί της κατασκευής που θα ληφθούν υπόψιν είναι οι μόνιμες, οι μεταβλητές - κινητές και ο σεισμός. Οι δράσεις αυτές θα είναι οι ίδιες με την [12] εκτός από τη σεισμική φόρτιση που αντί για το φάσμα του ΕΚ8 στη βάση του κτιρίου, θα γίνει τριγωνική κατανομή των οριζόντιων δυνάμεων στους ορόφους. Εν συντομία ακολουθεί η παράθεση των φορτίων που αναλυτικότερα επεξηγούνται στην [12].

4.4.1 Μόνιμες δράσεις

- Πρόκειται για φορτία που δρουν εφόρου ζωής στην κατασκευή και αναμένεται να έχουν ελάχιστη απόκλιση από τη θεωρούμενη τιμή τους κατά τη διάρκεια λειτουργίας του κτιρίου. Τα μόνιμα και πρόσθετα μόνιμα φορτία που θεωρήθηκαν είναι τα εξής:
 - Ίδιον βάρος όλων των μελών (εκτός των θεμελίων που δεν μοντελοποιήθηκαν) που υπολογίζονται από το πρόγραμμα SAP2000 στο αυτόματο load pattern DEAD. Για τον

υπολογισμό τους το πρόγραμμα αντλεί πληροφορίες από τα χαρακτηριστικά των διατομών που χρησιμοποιούνται και τα ίδια βάρη των υλικών.

- 2. Πρόσθετα μόνιμα φορτία όλων των δαπέδων εκτός από την οροφή, στα οποία συμπεριλαμβάνονται και τα ανοιγμένα βάρη των τοιχοποιιών. Πιο αναλυτικά για 1°ς 2°ς 3°ς & 4°ς όροφος το πρόσθετο μόνιμο φορτίο είναι G' = 3,5 kN / m². Στην οροφή του κτιρίου τοποθετείται μηχανολογικός εξοπλισμός και το πρόσθετο μόνιμο φορτίο αυξάνεται σε νέα τιμή G'_{5°ς} = 5 kN / m².
- Για το φορτίο των κλιμάκων θεωρείται μόνιμη δράση ανοιγμένη στην επιφάνεια που καταλαμβάνει το κλιμακοστάσιο ίση με G'_{skala}= 2 kN / m².
- 4. Στηθαίο ασφαλείας στέγης ύψους 1 m και πάχους 0,12 m που εφαρμόζεται σε όλες τις περιμετρικές δοκούς του 5^{ου} ορόφου και έχει τιμή G'_{stitheo} = 3 kN / m.
- 5. Ίδια βάρη μελών κλιμακοστασίων που εφαρμόζονται απευθείας στα μέλη δοκού που τα αναλαμβάνουν, ανάλογα με την επιφάνεια επιρροής τους. Τα μέλη κλιμακοστασίων δεν εμφανίζονται και δεν αναλύονται στην παρούσα εργασία.

Οι μόνιμες δράσεις εφαρμόζονται με συντελεστή 1,35 για έλεγχο σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ) και με συντελεστή 1 για έλεγχο σε σεισμό. Η Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ) έχει ελεγχθεί στην [12] και δεν εξετάζεται από το παρόν τεύχος.

4.4.2 Μεταβλητές δράσεις

- Οι μεταβλητές δράσεις αφορούν τη χρήση του κτιρίου κατά τη λειτουργία του. Αυτές μπορούν και να μεταβληθούν εάν εμφανιστεί ανάγκη αλλαγής της χρήσης του. Στο παρόν οικοδόμημα γίνεται η παραδοχή πως επρόκειτο για χώρους γραφείων (→ Κατηγορία Β) με το ίδιο κινητό σε όλα τα επίπεδα εφόσον είναι βατή και η οροφή. Σύμφωνα με ΕΝ1991-1-1 ορίζονται τα κινητά φορτία :
 - 1. Κινητό δαπέδων όλων των ορόφων $Q = 2 \text{ kN} / m^2$.
 - 2. Κινητό φορτίο κλιμακοστασίων ανοιγμένο στην επιφάνεια που καταλαμβάνου
ν $Q_{skala}=3,5~kN~/~m^2$.

Οι μεταβλητές δράσεις εφαρμόζονται με συντελεστή 1,5 για έλεγχο στην ΟΚΑ και με τιμή 0,3 για έλεγχο σε σεισμό.

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	q _k [kN/m ²]	Q _k [kN]
Κατηγορία Α		
- Δάπεδα	1,5 έως 2,0	2.0 έως 3,0
- Σκάλες	2.0 έως 4.0	2.0 έως 4.0
- Μπαλκόνια	2.5 έως 4,0	2.0 έως 3,0
Κατηγορία Β	2,0 έως <u>3,0</u>	1,5 έως <u>4,5</u>
Κατηγορία C		

Εικόνα 4-9: ΕΝ1991-1-1. Μεταβλητές δράσεις σε επιφάνειες

4.4.3 Σεισμική διέγερση

Το κτίριο ανήκει στην Κατηγορία Μέσης Πλαστιμότητας (ΚΠΜ). Ο σεισμός προκαλεί οριζόντιες μετατοπίσεις, οι οποίες προσομοιάζονται ως οι ανάλογες οριζόντιες δυνάμεις που δρουν σε κάθε όροφο. Η παραλαβή των δυνάμεων γίνεται και στις δύο διευθύνσεις με διαγώνιους συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα. Ο συντελεστής συμπεριφοράς που προκύπτει είναι q = 4,00. Η τοποθεσία της κατασκευής βρίσκεται σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας ΙΙ όπου η μέγιστη κανονιστική σεισμική επιτάχυνση είναι a_{gR} = γ_I * 0,24g. Όσον αφορά τη σπουδαιότητα του κτιρίου, αυτό ανήκει στην Κατηγορία συνήθους σπουδαιότητας, αφού πρόκειται για κτίρια γραφείων. Άρα λαμβάνεται γ_I = 1,00 και τελικά προκύπτει a_g = 0,24g.

Η κατηγορία εδάφους είναι η B, για την οποία ισχύει: S = 1,20 , T_B = 0,15 sec , T_C = 0,50 sec , T_D = 2,5 sec

STATIZOS TVIJOS	Κατηγορία Πλασ	στιμότητας	
21411K02 111102	KIIM	КПҮ	
α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	$5\alpha_{\rm u}/\alpha_{\rm l}$	
β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντροτητα Διαγώνιοι σύνδεσμοι	4	4	
Σύνδεσμοι μορφής V	2	2,5	
γ) Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους	4	$5\alpha_0/\alpha_1$	
δ) Αντεστραμμένο εκκρεμές	2	$2\alpha_{\rm u}/\alpha_{\rm l}$	
 ε) Συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα 	Βλέπε Κεφά	λαιο 5	
στ) Πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	4	$4 \alpha_{\rm u}/\alpha_{\rm l}$	
ζ) Πλαίσια παραλαβής ροπών με τοιχοπληρώσεις Ασύνδετες τοιχοπληρώσεις από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, σε επαφή με το πλαίσιο	2	2	
Συνδεδεμένες τοιχοπληρώσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα	Βλέπε Κεφάλαιο 7		
Τοιχοπληρώσεις μονωμένες έναντι του πλαισίου (βλέπε πλαίσια ροπών)	4	$5\alpha_{\rm u}/\alpha_{\rm l}$	

Εικόνα 4-10: Συντελεστής συμπεριφοράς q ανάλογα με το στατικό σύστημα των κατασκευών

5 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ SAP2000

5.1 Γενικά:

Αρχικά το κτίριο είναι πενταώροφο με ύψος ορόφου 3,8 m. Τα δομικά μέλη είναι τα εξής :

- Σιδηροδοκοί ΗΕΑ, ΗΕΒ ρε ρόλο σύμμικτων αμφιαρθρωτών δοκών και υποστυλωμάτων .
- Διατομές CHS για τους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας.
- Κελύφη « Shell thick » πάχους 0,13 m συμπαγούς πλάκας σε ρόλο διαφράγματος .
- « Multi linear plastic Link » σε ρόλο διατμητικού ήλου κεφαλής .

Η κάτοψη των ορόφων διαφέρει ανάλογα με τις οπές που απαιτεί για την κατασκευή της η εσωτερική αρχιτεκτονική σκάλα. Οι διατομές που εμφανίζονται στο παρόν προσομοίωμα είναι και οι τελικές της [12] Η κατασκευή του κτιρίου γίνεται με πλήρη ξυλότυπο για την σκυροδέτηση της συμπαγούς πλάκας (παραδοχή της παρούσας εργασίας). Οι διαστάσεις του είναι 54,00 m X 13,50 m και αφαιρείται σε κάθε πλευρά η αντίστοιχη εσοχή. Συνολικά για την προσομοίωση του φορέα χρειάστηκαν:

4484 κομμάτια μεταλλικών δοκών μήκους 0,5 m

10878 τετραγωνικά πεπερασμένα στοιχεία κελύφους 0,25 m²

4078 στοιχεία Link για την προσομοίωση των ήλων μήκους 0,065 m

5.2 Προσομοίωση φορέα

5.2.1 Βασικές πληροφορίες

Ο κάνναβος « Grid » του φορέα επιλέχθηκε με τέτοιο τρόπο ώστε στο επίπεδο να υπάρχουν όλες οι περασιές δοκών και υποστυλωμάτων που θα χρησιμοποιηθούν για την αποτύπωση του κτιρίου. Καθ' ύψος ορίζεται η στάθμη κάθε ορόφου ανά 3,8 m . Για τον ορισμό της πλάκας ΟΣ χρειάζεται και μία επιπρόσθετη στάθμη σε κάθε διάφραγμα που απέχει h_c / 2 = 0,13 / 2= 0,065 m από τη στάθμη προσομοίωσης με των μεταλλικών μελών του ορόφου. Αυτό εξυπηρετεί στη διατμητική σύνδεση του κεντροβαρικού άξονα των κελυφών με τον διαμήκη άξονα των δοκών (που απέχουν 0,065m δηλαδή), με στόχο την μοντελοποίηση της διατμητικής σύνδεσης (βλέπε §2.5 για προσομοίωμα με δοκό και πλάκα κελύφους με Link). Οι στάθμες κατά το άξονα Ζ και οι περασιές σε κάτοψη δίνονται αναλυτικά στην Εικόνα **5-1**. Οι στηρίξεις των υποστυλωμάτων στη βάση τους είναι αρθρωτές με δέσμευση του περιστροφικού βαθμού ελευθερίας γύρω από τον κατακόρυφο άξονα τους. Στο πρόγραμμα οι δεσμεύσεις αφορούν τον τοπικό άξονα του κόμβου που εφαρμόζονται και για αυτό για την πάκτωση της στροφής περί τον διαμήκη άξονα του υποστυλώματος δεσμεύεται η R3 του κόμβου έδρασης. Οι θέσεις των υποστυλωμάτων ζεικόν είναι ανά 2 m & 3 m κατά τον άξονα Χ και οι πράσινες κουκίδες είναι οι θέσεις των υποστυλωμάτων (Εικόνα **5-2**). Υπενθυμίζεται ότι τα μέλη του κτιρίου είναι οι τελικές διατομές της [12].

Z	Z1	0
Z	Z2	3.8
Z	Z2'-SHELL	3.865
Z	Z3	7.6
Z	Z3'-SHELL	7.665
Z	Z4	11.4
Z	Z4-SHELL	11.465
Z	Z5	15.2
Z	Z5'SHELL	15.265
Z	Z6	19
Z	Z6'SHELL	19.065
	Z Z Z Z Z Z Z Z Z Z Z Z	Z Z1 Z Z2 Z Z2'-SHELL Z Z3'-SHELL Z Z3'-SHELL Z Z4 Z Z4-SHELL Z Z4 Z Z5 Z Z5'SHELL Z Z6 Z Z6'SHELL

Εικόνα 5-1: Ορισμός θεωρητικών υψών ορόφου. Η στάθμη για το κέλυφος είναι υπερυψωμένη κατά 65 mm



Εικόνα 5-2: Βασικές διαστάσεις κάτοψης και συμβολισμός θέσεων υποστυλωμάτων με πράσινη κουκίδα

5.2.2 Μεταλλικά μέρη της κατασκευής (Frame Elements)

Οι δευτερεύουσες σύμμικτες δοκοί παράλληλα με τον άξονα ΥΥ είναι όλες αμφιαρθρωτές με πλάτος επιρροής ~1 m ή 2 m ή 3 m και μήκος 5,5 m ή 6 m ή 7,5 m. Τα κύρια σύμμικτα δοκάρια της διεύθυνσης XX είναι πάλι αμφιαρθρωτά με μήκη 3 m ή 6 m. Οι διατομές που χρησιμοποιούνται είναι ΗΕΑ140, ΗΕΑ160, ΗΕΑ200, ΗΕΑ220.



42

Εικόνα 5-3: Τυπικός ξυλότυπος οροφής 3^{ου} και 4^{ου} ορόφου όπου δεν υφίστανται οπές για την εσωτερική σκάλα

Ο τυπικός ξυλότυπος ορόφου της εικόνας 5-3 επαναλαμβάνεται σχεδόν ο ίδιος με τη διαφορά πως οι διατομές HA160 που βρίσκονται εντός του κόκκινου ορθογωνίου αφαιρούνται ανάλογα με την υψομετρική στάθμη του κάθε ορόφου, καθώς σε εκείνη την επιφάνεια κατασκευάζεται η εσωτερική αρχιτεκτονική κλίμακα του κτιρίου. Επίσης το μέλος HEA200 του μπορντό ορθογωνίου είναι η πρόσθετη δοκός που προστέθηκε στην παρούσα διπλωματική εργασία. Ο λόγος την ύπαρξης του είναι για να εξασφαλίζει το αρθρωτό στη βάση υποστύλωμα H4. Το υποστύλωμα H4 βρίσκεται στο εξωτερικό κλιμακοστάσιο του οικοδομήματος, οπότε δεν βρίσκεται σε επαφή με πλάκα σκυροδέματος για να το εξασφαλίζει. Η πρόσθετη δοκός H3- H4 αναλαμβάνει και τα ανάλογα φορτία κλιμακοστασίου, όπως και κάθε δοκός που βρίσκεται στην περιοχή της κλίμακας.

Η προσομοίωση των αρθρώσεων των δοκών έγινε με τοπικές ελευθερώσεις στα άκρα τους. Στο ένα άκρο ελευθερώνονται οι M3 - M2 - T και στο άλλο άκρο οι M3 - M2 και όχι η T για να μη σχηματιστεί μέλος - μηχανισμός.

Frame Section Properties								
• [112	254		HL220A	•	10
	X Assign Frame Releases an	d Partial Fi	ixity					×
	Frame Releases							
		Rele	Ease Fnd	Start	Frame Part	ial Fixity Springs End		
	Avial Load							
	Shear Force 2 (Major)							
	Shear Force 2 (Migor)							
	Shear Force 5 (Milhor)			0	_]			
	lorsion	~		0	kN-m/rad			
	Moment 22 (Minor)	\checkmark	✓	0	kN-m/rad	0	kN-m/rad	
	Moment 33 (Major)	✓	✓	0	kN-m/rad	0	kN-m/rad	
				Clear All Releases	in Form			
						_		
			OK	Close	Apply			
	· •				•		+	

Εικόνα 5-4: Ορισμός ελευθερώσεων στα άκρα των αμφιαρθρωτών μελών

Τα υποστυλώματα και οι χιαστί οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας μοντελοποιήθηκαν ακριβώς όπως περιγράφεται στην [12]. Οι διατομές υποστυλωμάτων είναι ΗΕΑ και ΗΕΒ. Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι 4 ζεύγη χιαστί για τη διεύθυνση ΧΧ και 3 ζεύγη για τη διεύθυνση ΥΥ, όλα κοίλων κυκλικών διατομών CHS.



Εικόνα 5-5: Υποστυλώματα κτιρίου σε όλες τις στάθμες σύμφωνα με Γ.Κ. [12]

Τέλος οι κοίλοι κυκλικοί CHS χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετούνται στα φατνώματα με αρθρωτή σύνδεση με τα υποστυλώματα. Λειτουργούν μόνο ως εφελκυόμενα στοιχεία ανάλογα με τη φορά της καταπόνησης και έχουν θεωρητικό μήκος 7,1 m. Για τη σωστή προσομοίωση, οι διατομές λαμβάνονται έτσι ώστε στην ανάλυση των σεισμικών δράσεων να χρησιμοποιείται το ήμισυ της επιφάνειάς τους.



Εικόνα 5-6: Παραθαλάσσια όψη κτιρίου όπου προβάλλονται όλες οι αρθρωτές συνδέσεις και οι στηρίξεις



Εικόνα 5-7: Μεταβολή της επιφάνειας των μελών χιαστί στο μισό

5.2.3 Πλάκα σκυροδέματος ως κέλυφος (Shell Thick)

Για τον ορισμό των κελυφών της πλάκας ΟΣ απαιτείται για κάθε δοκό ο διαμήκης άξονας της να έχει μεταφερθεί στο κεντρικό ανώτερο σημείο της. Για παράδειγμα στη στάθμη 3,8 m η εξωτερική ανά πλευρά του άνω πέλματος των δοκών να βρίσκεται στα 3,8 m. Η επεξεργασία αυτή γίνεται μέσω των « Insertion Points » και εξυπηρετεί στην προσομοίωση της γεωμετρικής επαφής άνω πέλματος δοκού – κάτω πέλματος κελύφους (τα κελύφη τοποθετούνται κεντροβαρικά και υψηλότερα από τα 3,8 m σε απόσταση $h_c / 2 = 0,065 \text{ m} \rightarrow 3,865 \text{ m}$). Τα κελύφη είναι shell thick συμπαγή και συντελούν τον σημαντικό ρόλο του διαφράγματος στο έργο. Υπενθυμίζεται ότι δεν έχει χρησιμοποιηθεί τεχνητό διάφραγμα ως constraint στο μοντέλο.



Εικόνα 5-8: Προβολή κεντροβαρικών αξόνων κελυφών και μεταλλικών δοκών

Όπως και στο κεφάλαιο 2.5 της εργασίας στο προσομοίωμα με δοκό και πλάκα κελύφους με Link, ἐτσι και εδώ η διατμητική λειτουργία θα επιτευχθεί με χρήση Link, καλά ορισμένου σε πλήρη συμφωνία με την μελετημένη διατμητική σύνδεση των μελών. Οι ήλοι κεφαλής μοντελοποιούνται ως « Multi Linear Plastic Link » και κατανέμονται ομοιόμορφα κατά μήκος της διακριτοποίησης πλάκας και δοκών. Η διακριτοποίηση είναι σε πεπερασμένα τετράγωνα των 0,5 m X 0,5 m για τα κελύφη και σε 0,5 m μήκους για την κάθε δοκό. Με την επιλογή αυτή κάθε άνοιγμα είναι χωρισμένο σε άρτιο και ακέραιο αριθμό υπομελών χωρίς ασυνέχειες και ασυμμετρίες. Τα Link είναι μόνο κατακόρυφα και ορίζονται μεταξύ δύο κόμβων: του κάτω κόμβου στο ύψος του μετατοπισμένου διαμήκη άξονα των δοκών και του άνω κόμβου στον κεντροβαρικό άξονα των κελυφών. Η σχεδίαση τους γίνεται χειροκίνητα με φορά αποκλειστικά από κάτω προς τα πάνω, επειδή τα « Frame Elements » όπως είναι και τα Link δημιουργούν τον τοπικού άξονα 1 τους, δηλαδή τον διαμήκη άξονα τους, μέσω του ορισμού τους από τη φορά χάραξης του χρήστη. Η λεπτομέρεια αυτή είναι σημαντική διότι αυτή η τυποποίηση εξυπηρετεί στην ταύτιση του τοπικού άξονα τους 3 με τον ΥΥ. Έτσι σε όλα τα μέλη σε όλο το κτίριο υπάρχει ακριβώς η ίδια συνθήκη, επιτρέποντας στο χειριστή να τα ομαδοποιεί και να εξοικονομεί πολύτιμο χρόνο στην εισαγωγή των δεδομένων της διατμητικής σύνδεσης.



Εικόνα 5-9: Εισαγωγή των Link στο μοντέλο

5.2.4 Πλήρης διατμητική σύνδεση σύμμικτων δοκών

Η διατμητική σύνδεση επιλύθηκε στην παρούσα εργασία για συμπαγή πλάκα ύψους 0,13 m και ήλους κεφαλής διαμέτρου Φ16 ή Φ19 ποιότητας χάλυβα S235. Για την διαστασιολόγηση προέχει ο υπολογισμός της διαμήκους διάτμησης. Η διάτμηση αυτή συμβαίνει διότι στις αμφιαρθρωτές δοκούς του κτιρίου προκύπτει μία αναγκαστική ροή οριζόντιων διαφραγματικών δυνάμεων που πρέπει να έρθει σε ισορροπία. Το κρίσιμο μήκος που εξετάζεται σε κάθε δοκού τέτοιου στατικού συστήματος είναι το μισό του μήκους της, δηλαδή από μέγιστη τέμνουσα στο άκρο ως το μηδενισμό της στο μέσο της δοκού (συνθήκη κρίσιμων διατομών). Όλες οι διατομές του οικοδομικού έργου είναι 1 ή 2 [12] και οι ήλοι έχουν όλκιμη συμπεριφορά, οπότε και επιτρέπεται η πλαστική ανάλυση. *Σε πρώτη φάση η διατμητική σύνδεση επιλέγεται πλήρης για όλα τα μέλη*. Με βάση τις απαιτήσεις της κάθε δοκού και τις ομοιότητες που τελικά παρουσίασαν, έγινε η ομαδοποίηση της σε 2 τύπους:

- 1. Χρήση 2Φ16 h = 10 cm avà $e_L = 18,5 \text{ cm}$.

Όλοι οι υπολογισμοί έγιναν με βάσει τις εξισώσεις 3-5, 3-6, 3-7, 3-8. Οι γεωμετρικές κανονιστικές απαιτήσεις του EN1994-1-1 ικανοποιούνται και η απόσταση μεταξύ των διαδοχικών ζευγών e_L = 18,5 cm επιλέχθηκε διότι ήταν η μέγιστη που ικανοποιούσε συγχρόνως τις απαιτήσεις όλης της ομάδας. Η επιλογή αυτή δεν είναι ιδιαίτερα συντηρητική, καθώς για τον καθορισμό των αποστάσεων η ευνοϊκότερη ήταν e_L = 22 cm που αντιστοιχεί περίπου σε 2 ήλους περισσότερους κάθε 1,2 m της συγκεκριμένης δοκού. Παρακάτω παρατίθενται οι διαδικασίες υπολογισμού διαμήκους διάτμησης και διατμητικής σύνδεσης για 2 διαφορετικές σύμμικτες δοκούς:

- Για τη δοκό ΗΕΑ220 μήκους 6 m παράλληλη στον άξονα ΧΧ. Οι ΗΕΑ220 μήκους 7,5 m παράλληλες στον άξονα ΥΥ στο δεξιά μέρος της κάτοψης έχουν απαίτηση αραιότερης συγκόλλησης ήλων λόγω του μεγαλύτερου μήκους τους.
- 2. Για τη δοκό ΗΕΑ160 μήκους 6 m παράλληλη στον άξονα ΥΥ.

Παράθεση υπολογισμών και αποτελεσμάτων:

1. Εύρεση διαμήκους διάτμησης με πλάτος επιρροής beff = 0,95 m της *ΗΕΑ220* (ακριανή δοκός):

Αρχικά υπολογίζεται η διαμήκης διάτμηση για την σύμμικτη δοκό, όπως φαίνεται στην Εικόνα **5-10**. Έπειτα γίνεται η επιλογή διατμητικού ήλου κεφαλής και βρίσκεται η αντοχή του από την εξίσωση 3-8 στην Εικόνα **5-11**. Προκύπτει ανάγκη τοποθέτησης μονού ήλου ανά 9 cm, απόσταση που δεν βολεύει στην ομαδοποίηση, οπότε και αποφασίστηκε η συγκόλληση 2 ήλων Φ19 ανά 18,5 cm εφόσον ο κανονισμός ικανοποιείται, Εικόνα **5-12**. Για τον υπολογισμό της δυσκαμψίας αξιοποιήθηκε ο αναλυτικός τύπος των Jun He et al που δίνεται στο δημοσιευμένο άρθρο [10], όπως και στο προσομοίωμα με Link του κεφαλαίου 2.5 με την εξίσωση 3-9, Εικόνα **5-13**.

ΔΙΑΜΗΚΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗ:			d(mm)=	19
L(m)= 6			f _{ad} (Mpa)=	355
Lκ(m)=	3		A _a (cm ²)=	64,3
D+(kN)=	D+(kN)= N _{pl,a,Rd} =		f _{ck} (Mpa)=	20
Z+(kN)=	D _{c,pl,Rd} =	1399,667	b _c (cm)	95
VI(kN)=	1399,67		h _c (cm)=	13

Εικόνα 5-10: Υπολογισμός διαμήκους διάτμησης

STUD:					
d(mm)=	19				
h(mm)=	125				
h/d=	6,579	>4		P _{Rd,c} (kN)=	65,946
a=	1			P _{Rd,s} (kN)=	65,325
S235				P _{Rd} (kN)=	65,325
f _u (kN/cm ²)=	36				
E _{cm} (kN/cm ²)=	3100	31000	Мра		
E _a	-	210000	Мра		

Εικόνα 5-11: Υπολογισμός αντοχής ήλου κεφαλής, διαμέτρου Φ19

ΠΛΗΡΗΣ ΔΙΑΤΜ	ΗΤΙΚΗ ΣΥΝΔ				
ήλοι(#) =	31,38	>>>	32	για L/2	
el(m)=	0,094	Άρα Φ19/	Άρα Φ19/0,09m		
2 ήλοι ανά διατ	0,1875	0,185			

Εικόνα 5-12: Υπολογισμός πλήρους διατμητικής σύνδεσης με 2Φ19 / 0,185 m

Δυσκαμψία κατά Jun He, et al :			2Ф19/18.5	icm	Διαρροή		
ks(N/mm)=	355386,8	kN/m			P _{Rd} *0.5m/ <mark>el</mark> =	353,108	kN
Ks(N/mm/m)=	3790792,6				U _y =	0,00099	m

48

Εικόνα 5-13: Αναλυτικός υπολογισμός της Δυσκαμψίας και υπολογισμός της δύναμης και μετατόπισης διαρροής της ομάδας ήλων με μήκος επιρροής 0,5 m

dentificatio	on				Hysteresis Type Ar	nd Parameters		
Propert	y Name	2STUD	2STUDS-D19/el=18.5cm		Hysteresis Type	Isotropic	~	
Directio	n	U2						
Type		MultiLi	near Pl	astic	No Parameters A	re Required For This H	lysteresis Type	
NonLine	ear	Yes						
Properties	Used For Line	ar Analysis Ca	ises		Hysteresis Definitio	n Sketch		
Effectiv	e Stiffness			355386.8		lso	tropic Hysteresis Model	
Effectiv	e Damping			0.		F	7	\square
shear Def	ormation Loca	tion						
Distanc	e from End-J			0.				
fulti-Linea	r Force-Defor	mation Definitio	n		tion			
	Displ	Force	^		AC AC			
1	-1.	-353.1082	1					
2 -9	.936E-04	-353.1082	1					
3	0.	0.						
and the second sec	1122 102 19							

Εικόνα 5-14: Εισαγωγή στο πρόγραμμα της Δυσκαμψίας, του διαγράμματος F (kN) – δ (m) με ισοτροπική υστέρηση, ενδεικτικά για τη διεύθυνση U2 // XX

2. Εύρεση διαμήκους διάτμησης με πλάτος επιρροής beff = 2 m της ΗΕΑ160 (μεσαία δοκός) :

Ακολουθείται η ίδια διαδικασία που περιεγράφηκε στο 1. Αρχικά υπολογίζεται η διαμήκης διάτμηση για την σύμμικτη δοκό, όπως φαίνεται στην Εικόνα **5-15**. Έπειτα γίνεται η επιλογή διατμητικού ήλου κεφαλής και βρίσκεται η αντοχή του από την εξίσωση 3-8 στην Εικόνα **5-16**. Προκύπτει ανάγκη τοποθέτησης μονού ήλου ανά 10 cm, απόσταση που δεν βολεύει στην ομαδοποίηση, οπότε και αποφασίστηκε η συγκόλληση 2 ήλων Φ16 ανά 18,5 cm εφόσον ο κανονισμός ικανοποιείται, Εικόνα **5-17**. Για τον υπολογισμό της δυσκαμψίας αξιοποιήθηκε ο αναλυτικός τύπος των Jun He et al που δίνεται στο δημοσιευμένο άρθρο [10], όπως και στο προσομοίωμα με Link του κεφαλαίου 2.5 με την εξίσωση 3-9, Εικόνα **5-18**.

ΔΙΑΜΗΚΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗ:			d(mm)=	16
L(m)=	L(m)= 6		f _{ad} (Mpa)=	355
Lκ(m)=	3		$A_a(cm^2)=$	38,8
D+(kN)=	N _{pl,a,Rd} =	1377,4	f _{ck} (Mpa)=	20
Z+(kN)=	D _{c,pl,Rd} =	2946,667	b _c (cm)	200
VI(kN)=	1377,4		h _c (cm)=	13

Εικόνα 5-15: Υπολογισμός διαμήκους διάτμησης

d(mm)=	16				
h(mm)=	125				
h/d=	7,8125	>4			
a=	1			P _{Rd,c} (kN)=	46,765
S235				P _{Rd,s} (kN)=	46,325
f _u (kN/cm ²)=	36			P _{Rd} (kN)=	46,325
$E_{cm}(kN/cm^2)=$	3100	31000	Мра		
E _a	-	210000	Мра		

Εικόνα 5-16: Υπολογισμός αντοχής διατμητικού ήλου κεφαλής Φ16

ΠΛΗΡΗΣ ΔΙΑΤΜ	ΗΤΙΚΗ ΣΥΝΔ			
(ήλοι)#=	29,734	>>>	30	για L/2
el(m)=	0,1	ΌΧΙ		
Θα προτιμηθού	ν 2 ανά διατ	Τελικά:		
2 ήλοι ανά διατ	ομή: el(m)=	0,2	0,185	

Εικόνα 5-17: Πλήρης διατμητική σύνδεση με 2Φ16 / 0,185 m

Δυσκαμψία κατά Jun He, et al :		2Ф16/18.5	cm	Διαρροή:		
ks(N/mm)=	299273,1	kN/m		kN	P _{Rd} *0.5m/ <mark>el</mark> =	250,40
Ks(N/mm/m)=	2992731			m	U _y =	0,00084

Εικόνα 5-18: Αναλυτικός υπολογισμός της Δυσκαμψίας και υπολογισμός της δύναμης και μετατόπισης διαρροής της ομάδας ήλων με μήκος επιρροής 0,5 m



Εικόνα 5-19: Εισαγωγή στο πρόγραμμα της Δυσκαμψίας, του διαγράμματος F (kN) – δ (m) με ισοτροπική υστέρηση, ενδεικτικά για τη διεύθυνση U3 // YY

Προφανώς στις παραπάνω επιλογές κύριο μέλημα ήταν η ομαδοποίηση των αναγκών και η κατάληξη σε παρεμφερείς λύσεις. Σημασία στην παρούσα εργασία δεν έχει τόσο ο οικονομικότερος σχεδιασμός, όσο οι παρατηρήσεις που θα προκύψουν για τη διατμητική λειτουργία. Στο κλίμα αυτό οι παραπάνω επιλογές θα θεωρηθούν ορθές και ικανές να συνθέσουν ένα αξιόπιστο μοντέλο κτιρίου. Μετά την τοποθέτηση των Link το προσομοίωμα έχει την εξής μορφή (εντολή μη προβολής των κελυφών ώστε να είναι ευκρινείς οι θέσεις τοποθέτησης Link).



Εικόνα 5-20: Κάτοψη με εμφάνιση των θέσεων των Link με πράσινο χρώμα σε στάθμη χωρίς οπές στο διάφραγμα

5.2.5 Ορισμός ειδικού Link για διαφορετικές ιδιότητες ανά διεύθυνση

Στο πρόγραμμα ο ορισμός των « Multi linear plastic Link » έγινε με τρεις διαφορετικούς τύπους Link, οι 2 προηγούμενοι όπως ορίστηκαν και έναν ακόμα που αφορά τις γωνίες της κάτοψης όπου καταλήγουν 2 δοκοί με διαφορετική διατμητική σύνδεση. Ως εκ τούτου κατασκευάστηκε ένα νέο Link με εύρος επιρροής 0,25 m και διαφορετικά χαρακτηριστικά ανά διεύθυνση που συνάδουν με τα πραγματικά. Για

όλα ο ορισμός τους γίνεται ενεργοποιώντας τους 2 βαθμούς ελευθερίας μετατόπισης στο επίπεδου της κάτοψης και προσδίδοντας τους την αντίστοιχη δύναμη διαρροής (Force), την αντίστοιχη μετατόπιση διαρροής (Displ) και τη σωστή δυσκαμψία για τους ήλους (Effective Stiffness). Δεδομένου ότι η γενική διακριτοποίηση είναι ανά 0,5 m τα παραπάνω χαρακτηριστικά ανάγονται σε αυτά που αντιστοιχούν σε μήκος 0,5 m, δηλαδή είναι προσαυξημένα κατά 0,5 m / $e_L = 0,5 / 0,185 = ~2.7$. Να σημειωθεί ότι οι βαθμοί ελευθερίας της κάτοψης είναι οι U2 & U3 για το «Link Frame Element » που ορίστηκε από το κάτω προς το άνω σημείο. Για το CORNER-MIX πρακτικά εισάγονται τα μισά των άνω τιμών λόγω του μισού πεδίου επιρροής τους 0,25 m.



Εικόνα 5-21: Ορισμός των στοιχείων Link στο λογισμικό



Εικόνα 5-22: Εισαγωγή γωνιακού ειδικού Link που ενσωματώνει διαφορετικά χαρακτηριστικά ανά διεύθυνση, με πλάτος επιρροής 0,25 m

5.2.6 Τελικές κατόψεις προσομοίωσης κτιρίου

Οι τελικές κατόψεις του κτιρίου δίνονται παρακάτω και υπενθυμίζονται οι αποστάσεις τους.

AB = BC = CD = DE = EF = FG = 6 m, GH = 3 m, HI = 6 m, IJ = 3 m, JK = 6 m.

(12) = 5,5 m, (23) = 2 m, (34) = 6 m.

Οι οπές σε κάθε στάθμη καθορίζονται από την αρχιτεκτονική εσωτερική κλίμακα που αρχίζει από την περασιά G του ισογείου και καταλήγει στην περασιά A της οροφής. Έχει πλάτος 2 m δηλαδή όσο το εύρος του (23) (Εικόνες 5-23: 5-26).



Εικόνα 5-24: Στάθμη 2°υ ορόφου. Η οπή μετατοπίζεται και περιορίζεται σε μέγεθος 6 X 2 m του (DE) X (23)



Εικόνα 5-25: Στάθμη 3^{ου} ορόφου. Τελευταία θέση οπής στο εσωτερικό του κτιρίου .Μέγεθος 6 Χ 2 m του (CD) X (23).



Εικόνα 5-26: Στάθμη 4^{ου} και 5^{ου} ορόφου, όπου η σκάλα είναι εξωτερική με μέγεθος 6 Χ 2 m στα φατνώματα (BC) X (23) και (AB) X (23) αντίστοιχα.

Να σημειωθεί πώς οι όροφοι 4 και 5 είναι οι μοναδικοί πλήρεις όροφοι από άποψης πεπερασμένων στοιχείων κελύφους και σε αυτούς εμφανίζονται τα περισσότερα δομικά μέλη. Επομένως συσσωρεύουν και τα μεγαλύτερα ίδια βάρη. Ο ελαφρύτερος όροφος είναι αυτός με την μεγαλύτερη οπή στο διάφραγμα του, ήτοι ο 1°ς.

5.3 Προσομοίωση φορτίων

5.3.1 Μόνιμα και μεταβλητά φορτία

Οι παρακάτω περιγραφές αφορούν τα μόνιμα, τα πρόσθετα μόνιμα και τα κινητά φορτία που ενεργούν στο κτίριο. Τα ίδια βάρη λαμβάνονται υπόψιν απευθείας από το πρόγραμμα, τα πρόσθετα μόνιμα και τα κινητά εφαρμόζονται χειροκίνητα από το συγγραφέα σε μορφή ομοιόμορφα κατανεμημένων φορτίων δοκού (kN/m) ή επιφάνειας (kN/m²), πάντα με βάση την επιφάνεια επιρροής του εκάστοτε μέλους. Για κάθε φόρτιση έχει δημιουργηθεί το αντίστοιχο Load pattern και το αντίστοιχο Load case. Τα παρακάτω φορτία είναι όλα γραμμικά. Για μη γραμμική ανάλυση θα δημιουργηθούν μη γραμμικά Load case που θα συμπεριλαμβάνουν τους απαιτούμενους συνδυασμούς φορτίσεων. Μετά την φόρτιση και την ανάλυση του κτιρίου πραγματοποιήθηκε εξαγωγή των δυνάμεων στην βάση (Base Reactions) του κτιρίου σε περιβάλλον υπολογιστικού φύλλου. Στο φύλλο έγινε επαλήθευση των κατακόρυφων φορτίων με επί τόπου υπολογισμούς από το συγγραφέα και τελικά προέκυψαν ισχνές αποκλίσεις.

- Τα πρόσθετα μόνιμα και κινητά των πλακών εφαρμόζονται απευθείας στα κελύφη G'=3,5 ή 5 kN / m² και Q = 2 kN / m². Από τα κελύφη περνούν στις δοκούς και τα υποστυλώματα.
- Τα πρόσθετα μόνιμα των κλιμακοστασίων και του στηθαίου ασφαλείας στο δώμα διανέμονται στις δοκούς απευθείας με την ακριβή τιμή που προκύπτει για την καθεμία τους.

Εικόνα 5-27: Εισαγωγή ομοιόμορφων επιφανειακών φορτίων στα κελύφη σκυροδέματος, ενδεικτικά για το φορτίο G' = 3,5 kN / m²

Εικόνα 5-28: Εισαγωγή ομοιόμορφων γραμμικών φορτίων στα μέλη δοκού ανάλογα με την καταπόνηση τους, ενδεικτικά για τα κινητά των κλιμακοστάσιών

5.3.2 Σεισμική φόρτιση

Η σεισμική διέγερση στο πρόγραμμα SAP2000 επιτυγχάνεται με ορισμό του φάσματος για EK8- 2004 με ένα φάσμα για κάθε διεύθυνση (EX & EY). Η κατακόρυφη συνιστώσα θεωρείται αμελητέα. Να τονισθεί πως η οριζόντια επιτάχυνση εδάφους ορίζεται σε $a_g / g = 0,24$ και επομένως το λογισμικό μέχρι στιγμής αγνοεί τον παράγοντα g = 9,81 m / s^2 , ο οποίος και θα ενσωματωθεί στη συνέχεια με την δημιουργία των «Load pattern » και των αντίστοιχων φασματικών «Load case ».

Load Case Name				Notes	Load Case Type		
EXX			Set Def Name	Modify/Show	Response Spectrum	 ✓ Design 	
Modal Combinatio	n				Directional Combination		
	CQC GMC f1			H 1.	SRSS		
O SRSS			CHC I	C CQC3			
Absolute GMC Periodic + Rig			Gine	2 0.	Absolute Scale Factor Mass Source		
			Periodic + Rigid Typ	e SRSS V			
O NRC 10 Per	cent						
O Double Sum	n		Previous (MSSSRC1)				
Modal Load Case			Diaphragm Eccentricity				
Use Modes from this Modal Load Case MODAL ~							
Use Modes fro	m this Modal Lo	ad Case		MODAL ~	Eccentricity Patio	0	
Use Modes fro	m this Modal Lo Acceleration Lo	oad Case bading	[MODAL ~	Eccentricity Ratio	0.	
Use Modes from Standard - A Advanced -	om this Modal Lo Acceleration Lo Displacement	oad Case oading Inertia Loading		MODAL ~	Eccentricity Ratio	0. Override	
Use Modes fro Standard - A Advanced - oads Applied	om this Modal Lo Acceleration Lo - Displacement	oad Case oading Inertia Loading	1	MODAL V	Eccentricity Ratio	0. Override	
Use Modes fro Standard - A Advanced - Loads Applied Load Type	om this Modal Lo Acceleration Lo Displacement	oad Case oading Inertia Loading e Funct	tion Scale Factor	MODAL	Eccentricity Ratio	0. Override	
Use Modes fro Standard - A Advanced - Loads Applied Load Type Accel	orm this Modal Lo Acceleration Lo Displacement Load Nam	oad Case oading Inertia Loading e Funct V EX	tion Scale Factor	MODAL ~	Eccentricity Ratio	0. Override	
Use Modes fro Standard - A Advanced - Loads Applied Load Type Accel Accel	orm this Modal Lo Acceleration Lo Displacement Load Nam U1 U1	oad Case oading Inertia Loading we Funct ~ EX EX	tion Scale Factor 9.81 9.81	MODAL ~	Eccentricity Ratio Override Eccentricities	0. Override	
Use Modes fro Standard -/ Advanced - Loads Applied Load Type Accel Accel	Com this Modal Lo Acceleration Lo Displacement Load Nam U1	bad Case bading Inertia Loading e Funct V EX EX	tion Scale Factor 9.81 9.81	Add	Eccentricity Ratio Override Eccentricities	0. Override	
Use Modes fro Standard -/ Advanced - coads Applied Load Type Accel	Load Nam	bad Case bading Inertia Loading e Funct V EX EX	tion Scale Factor 9.81 9.81	Add Modify	Eccentricity Ratio Override Eccentricities	0. Override	
Use Modes fro Standard -/ Advanced - coads Applied Load Type Accel	Load Nam U1	bad Case bading Inertia Loading e Funct V EX EX	tion Scale Factor 9.81 9.81	Add Modify Delete	Eccentricity Ratio Override Eccentricities	0. Override	
Use Modes fro Standard -/ Advanced - Loads Applied Load Type Accel	un this Modal La Acceleration La Displacement Load Nam U1 U1	aad Case bading Inertia Loading e Funct V EX	tion Scale Factor 9.81 9.81	Add Modify Delete	Eccentricity Ratio Override Eccentricities	0. Override	

Εικόνα 5-30: Εισαγωγή του φάσματος απόκρισης στα Load cases του λογισμικού με συντελεστή 9,81, ενδεικτικά για τη διεύθυνση U1 // XX

Στη συνέχεια πραγματοποιείται η ανάλυση για ρηγματωμένες διατομές σκυροδέματος (30% EI) και βρίσκονται οι δυνάμεις που αναπτύσσονται στη βάση του κτιρίου για κάθε διεύθυνση. Τελικά η φασματική ανάλυση δίνει με χρήση της μεθόδου CQC τις εξής τέμνουσες δυνάμεις :

$$\Sigma_{XX} = 1121,193 \text{ kN}$$
 & $\Sigma_{YY} = 1177,719 \text{ kN}$

Πίνακας 5-1: Οριζόντιες δυνάμεις στη βάση του	κτιρίου από φασματική ανάλυση
---	-------------------------------

TABLE: Base Reactions					
OutputCase	CaseType	StepType	StepNum	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	Text	Unitless	kN	kN
EXX	LinRespSpec	Max		1121,193	65,903
EYY	LinRespSpec	Max		65,903	1177,719

Η ανάλυση θα είναι πάλι μη γραμμική, οπότε η φασματική ανάλυση δεν έχει ουσία. Οι παραπάνω φασματικές δυνάμεις θα πρέπει να εισαχθούν στο μοντέλο με τριγωνική κατανομή, όπου οι συνολικές τέμνουσες δυνάμεις θα διανεμηθούν σε κάθε όροφο. Για την κατανομή τους θα υιοθετηθεί η μέθοδος του ύψους των μαζών από τη θεμελίωση (H = 0 m) και έτσι θα προκύψει η τριγωνική κατανομή στις 5 στάθμες όπου χρησιμοποιήθηκαν τα κελύφη. Να αναφερθεί ξανά πως στην οροφή εφαρμόζεται αυξημένο πρόσθετο μόνιμο φορτίο κατά 1,5 kN / m² σε σχέση με τους υπόλοιπους ορόφους, που οφείλεται στην τοποθέτηση μηχανολογικού εξοπλισμού στο δώμα. Η μεγάλη μάζα του τελευταίου ορόφου οδηγεί στην ακανόνιστη κατανομή που φαίνεται στις εικόνες παρακάτω. Η δύναμη που

56
αντιστοιχεί σε κάθε όροφο θα εισαχθεί ως κατανεμημένο οριζόντιο φορτίο, που διανέμεται ομοιόμορφα σε όλα τα πεπερασμένα του ορόφου. Ο λόγος για αυτή την επιλογή φόρτισης είναι ότι δεν έχει οριστεί διάφραγμα ως « constraint » και έτσι δεν ενδείκνυται απλώς η εφαρμογή της δύναμης στο κέντρο μάζας του εκάστοτε ορόφου. Για τα πεπερασμένα στοιχεία κελύφους ισχύει πως έχουν εμβαδόν 0,5 X 0,5 = 0,25 m² και το πλήθος τους άμεσα δίνεται από το πρόγραμμα. Η μάζα κάθε ορόφου προκύπτει ως το άθροισμα των κατακόρυφων φορτίων για συνδυασμό G + 0,3 Q.

XX	Σx=	1121,193	kN		
Floor	mi(kN)	z(m)	mi*z	(mi*z)/sum	Fi(kN)
1os	4158	3,8	15800	0,064	71,82
2os	4159	7,6	31606	0,128	143,66
3os	4159	11,4	47409	0,192	215,49
4os	4199	15,2	63819	0,259	290,07
5os	4634	19	88039	0,357	400,16
SUM	21308		246673	1	1121,19

Εικόνα 5-31: Υπολογισμός τεμνουσών ορόφου για τη διεύθυνση Χ με τη μέθοδο του ύψους των μαζών από την κατώτατη στάθμη θεμελίωσης

XX	ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΙ	ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΑ 0.5Χ0.5 ΟΡΟΦΩΝ						
ΟΡΟΦΟΣ	ΣΤΟΙΧΕΙΑ m2 Fi(kN) e		ex(kN/m2)					
1os	2118	507,4	71,82	0,142				
2os	2166	518,9	143,66	0,277				
3os	2166	518,9	215,49	0,415				
4os	2214	530,4	290,07	0,547				
5os	2214	530,4	400,16	0,754				
	SUM=	2606,0	1121,19					

Εικόνα 5-32: Μετατροπή τέμνουσας ορόφου σε ομοιόμορφο κατανεμημένο οριζόντιο φορτίο για κάθε στάθμη

YY	Σy=	1177,719	kN		
Floor	mi(kN)	z(m)	mi*z	(mi*z)/sum	Fi(kN)
1os	4158	3,8	15800	0,064	75,44
2os	4159	7,6	31606	0,128	150,90
3os	4159	11,4	47409	0,192	226,35
4os	4199	15,2	63819	0,259	304,70
5os	4634	19	88039	0,357	420,34
SUM	21308		246673	1	1177,72

Εικόνα 5-33: Υπολογισμός τεμνουσών ορόφου για τη διεύθυνση Υ με τη μέθοδο του ύψους των μαζών από την κατώτατη στάθμη θεμελίωσης

YY	ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΑ 0.5Χ0.5 ΟΡΟΦΩΝ								
οροφος	ΣΤΟΙΧΕΙΑ	m2	Fi(kN)	ey(kN/m2)					
1os	2118	507,39	75,44	0,149					
2os	2166	518,89	150,90	0,291					
3os	2166	518,89	226,35	0,436					
4os	2214	530,39	304,70	0,574					
5os	2214	530,39	420,34	0,793					
	SUM=	2606,0	1177,72						

Εικόνα 5-34: Μετατροπή τέμνουσας ορόφου σε ομοιόμορφο κατανεμημένο οριζόντιο φορτίο για κάθε στάθμη

Για επαλήθευση ελέγχεται η συνολική δύναμη στη θεμελίωση που προκαλείται από την κάθε φόρτιση exx & eyy. Τα αποτελέσματα συγκλίνουν και έτσι η φορτίσεις θεωρούνται αξιόπιστες. Τελικά τα φορτία εφαρμόζονται στο μοντέλο και δημιουργούνται οι κατάλληλοι μη γραμμικοί συνδυασμοί φορτίσεων, ένας για κάθε διεύθυνση.

TABLE: Base Reactions										
OutputCase CaseType		StepType	StepNum	GlobalFX	GlobalFY					
Text	Text	Text	Unitless	kN	kN					
EXX	LinRespSpec	Max		1121,193	65,903					
EYY	LinRespSpec	Max		65,903	1177,719					
exx(kN/m2)	LinStatic			-1122,036	2,11E-09					
eyy(kN/m2)	LinStatic			1,395E-09	-1178,581					

Πίνακας 5-2: Σεισμικές οριζόντιες δυνάμεις στη βάση του κτιρίου.

58

Πλέον στο πρόγραμμα πρέπει να οριστούν οι μη γραμμικές περιπτώσεις φορτίων:

 $G + G' + 0,3Q + e_{XX} + 0,3e_{YY}$ $G + G' + 0,3Q + 0,3e_{XX} + e_{YY}$

Οι σεισμικές φορτίσεις ενεργούν μόνον ως προς τη θετική κατεύθυνση του κάθε άξονα XX & YY για την καταγραφή παρατηρήσεων. Στο SAP2000, όπως αναφέρθηκε και στο κεφάλαιο 3, ο αθροιστικός συνδυασμός πολλών φορτίσεων είναι μόνο γραμμικός (Linear Add). Για αυτό επιλέγεται η δημιουργία δύο μη γραμμικών Load Case που εμπεριέχουν τα Load Patterns που χρειάζονται για τη σύνθεση σεισμικών συνδυασμών(Εικόνα **5-35**, Εικόνα **5-36**).

oad Case Name		No	tes	Load Case Type		
NL:EX: G+0.3Q+exx+0	EX: G+0.3Q+exx+0.3eyy Set Def Name		Modify/Show	Static V	Design	
nitial Conditions				Analysis Type		
Zero Initial Condition	ns - Start from Unstressed Stat	te		🔘 Linear		
Continue from State	e at End of Nonlinear Case		\sim	Nonlinear		
Important Note:	Loads from this previous case	are included in th	e current case	O Nonlinear Staged Construction		
Modal Load Case				Geometric Nonlinearity Parameters		
All Modal Loads Appli	ed Use Modes from Case	MOI	DAL V	None		
				O P-Delta		
Loads Applied				O P-Delta plus Large Displacements		
Load Type	Load Name	Scale Factor				
Load Pattern ~	DEAD	~ 1.		Mass Source		
Load Pattern	DEAD	1. 🔨	Add	Previous		
Load Pattern	G'=3.5kN/m2	1.				
Load Pattern	Q=2kN/m2	0.3	Modify			
Load Pattern	G_skala-apli	1.	mouny			
Load Pattern	Q_skala-apli	0.3				
Load Pattern	Groof=5kN/m2	1.	Delete			
Load Pattern	Gstitheo=3kN/m	1. *				
Other Parameters				01		
	Full Load		Modify/Show	UK		
Load Application	1					
Load Application Results Saved	Final State Only		Modify/Show	Cancel		

Εικόνα 5-35: Ορισμός μη γραμμικής φόρτισης με πρωτεύουσά διεύθυνση σεισμού την XX

oad Case Name		Notes	Load Case Type
NL:EY: G+0.3Q+0.3ex	(+1eyy Set Def Name	Modify/Show	Static V Design
itial Conditions			Analysis Type
Zero Initial Condition	ns - Start from Unstressed State		O Linear
Continue from State	e at End of Nonlinear Case	\sim	Nonlinear
Important Note:	Loads from this previous case are in	cluded in the current case	O Nonlinear Staged Construction
lodal Load Case			Geometric Nonlinearity Parameters
All Modal Loads Appli	ed Use Modes from Case	MODAL \checkmark	None
			O P-Detta
.oads Applied			P-Delta plus Large Displacements
Load Type	Load Name Sc	cale Factor	<u> </u>
Load Pattern 🗸 🗸	DEAD \sim 1,		Mass Source
Load Pattern	Q=2kN/m2 0,	3 A Add	Previous ~
Load Pattern	G_skala-apli 1,	7,66	
Load Pattern	Q_skala-apli 0,	3 Modify	
Load Pattern	Groof=5kN/m2 1,	moury	
Load Pattern	Gstitheo=3kN/m 1,		
Load Pattern	eyy(kN/m2) 1,	Delete	
Other Parameters		<u> </u>	
Load Application	Full Load	Modify/Show	ОК
Results Saved	Final State Only	Modify/Show	Cancel

Εικόνα 5-36: Ορισμός μη γραμμικής φόρτισης με πρωτεύουσά διεύθυνση σεισμού την ΥΥ

5.4 Ἐλεγχος προσομοιώματος

Στο υποκεφάλαιο αυτό θα πραγματοποιηθούν κάποιοι βασικοί έλεγχοι για να επαληθευτεί η εγκυρότητα του προσομοιώματος. Αρχικά θα ελεγχθούν οι ιδιόμορφές του μοντέλου που αποτελούν και μια πρώτη ένδειξη για την αξιοπιστία της προσομοίωσης του κτιρίου. Επιπλέον θα παρουσιαστεί και ο έλεγχος των φορτίων που μεταβιβάζει το προσομοίωμα στη βάση του, όπως αναφέρθηκε και στο υποκεφάλαιο 5.3. Οι ιδιόμορφές θα παρουσιαστούν για 3 μοντέλα.

5.4.1 Μοντέλο με πλήρεις διατομές των χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας

Το μοντέλο με τις πλήρεις διατομές είναι το ακριβές αποτύπωμα του φορέα και προκύπτουν τα παρακάτω αποτελέσματα από την ιδιομορφική ανάλυση. Διαφέρει από το προσομοίωμα που περιγράφεται στην §5.2 στο ότι δεν έχει απομειωμένες κατά 50% διατομές για στις χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας. Η 1^η ιδιόμορφή είναι κατά τον XX και η 2^η κατά τον YY. Για την ικανοποίηση του κριτηρίου ελάχιστης μάζας 90% πρέπει να χρησιμοποιηθούν τουλάχιστον οι πρώτες τέσσερεις ιδιόμορφές για ανάλυση κατά την διεύθυνση XX και πέντε ιδιόμορφές για την YY. Επειδή οι υπολογισμοί δεν γίνονται χειροκίνητα αλλά από το πρόγραμμα, λαμβάνονται υπόψιν πάντα και οι 12 ιδιομορφές.

Συνολικά οι ιδιοπερίοδοι $T_1 = T_X = 1,283$ sec & $T_2 = T_Y = 1,188$ sec είναι αναμενόμενες για ένα πενταώροφο επίμηκες κτίριο κατά XX με συνολικό μήκος 54 m και πλάτος κατά YY 13,5 m με άνισες εσοχές στα άκρα του.

Προσομοίωση κτιρίου στο λογισμικό SAP2000

TABLE:	Modal Partic	cipating M	ass Ratio	os					
OutputCase	StepType	StepNo	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
MODAL	Mode	1	1,283	0,810	0,005	0,000	0,810	0,005	0,000
MODAL	Mode	2	1,188	0,004	0,812	0,000	0,815	0,817	0,000
MODAL	Mode	3	0,918	0,008	0,001	0,000	0,823	0,817	0,000
MODAL	Mode	4	0,437	0,124	0,006	0,000	0,947	0,823	0,000
MODAL	Mode	5	0,420	0,006	0,126	0,000	0,953	0,949	0,000
MODAL	Mode	6	0,333	0,000	0,000	0,000	0,953	0,949	0,000
MODAL	Mode	7	0,269	0,027	0,005	0,001	0,979	0,954	0,001
MODAL	Mode	8	0,262	0,000	0,001	0,063	0,980	0,955	0,064
MODAL	Mode	9	0,256	0,005	0,030	0,001	0,985	0,984	0,065
MODAL	Mode	10	0,224	0,000	0,000	0,023	0,985	0,985	0,088
MODAL	Mode	11	0,218	0,000	0,000	0,055	0,985	0,985	0,144
MODAL	Mode	12	0,214	0,000	0,000	0,078	0,985	0,985	0,221

Πίνακας 5-3: Αποτελέσματα μοντέλου ανάλυσης προσομοιώματος με πλήρεις διατομές μελών χιαστί

5.4.2 Μοντέλο με την παραδοχή πως οι διατομές των χιαστί λαμβάνονται υπόψιν και οι 2 με το μισό εμβαδόν τους

Η επίλυση αυτή εξυπηρετεί στην ορθή αποτύπωση των δυνάμεων που αναλαμβάνουν τα εναλλάξ εφελκυόμενα αρθρωτά μέλη των συνδέσμων δυσκαμψίας στην κατασκευή

TABLE: Mod	al Partici	ipating Ma	ass Ratios	5					
OutputCase	StepT	StepNo	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
MODAL	Mode	1	1,633	0,841	0,003	0,000	0,841	0,003	0,000
MODAL	Mode	2	1,542	0,003	0,833	0,000	0,843	0,836	0,000
MODAL	Mode	3	1,212	0,003	0,002	0,000	0,846	0,837	0,000
MODAL	Mode	4	0,567	0,109	0,005	0,000	0,955	0,842	0,000
MODAL	Mode	5	0,545	0,005	0,113	0,000	0,960	0,955	0,000
MODAL	Mode	6	0,441	0,000	0,001	0,000	0,960	0,957	0,000
MODAL	Mode	7	0,346	0,026	0,002	0,000	0,986	0,959	0,000
MODAL	Mode	8	0,325	0,002	0,027	0,000	0,988	0,986	0,000
MODAL	Mode	9	0,308	0,000	0,000	0,049	0,988	0,986	0,050
MODAL	Mode	10	0,272	0,000	0,001	0,006	0,988	0,986	0,056
MODAL	Mode	11	0,268	0,000	0,000	0,066	0,988	0,986	0,121
MODAL	Mode	12	0,263	0,000	0,001	0,013	0,988	0,987	0,134

Πίνακας 5-4: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης μοντέλου με μειωμένες στο μισό διατομές μελών χιαστί

Η ανάλυση δίνει ιδιοπεριόδους T₁ = T_X = 1,633 sec & T₂ = T_Y = 1,542 sec. Πάλι χρειάζονται οι τέσσερεις πρώτες ιδιόμορφές κατά XX και οι πρώτες πέντε κατά YY για την εξασφάλιση ποσοστό συμμετοχής της ιδιομορφικής μάζας μεγαλύτερο του 90 %. Η μέθοδος αυτή εξυπηρετεί στην διατήρηση του αρχικού προσομοιώματος ως έχει και την απομείωση των διατομών στο μισό μέσω:

Assign \rightarrow Frame \rightarrow Property Modifiers

Object Model - Line	Informati	ion					
cation Assignments	Loads	Design					
Identification							
Label 58			Design Proce	dure	Stee	el Frame	~
					_		
Section Property			TUBO-D101.6X3.6	^]		
Section Property Property Modifier	rs.		TUBO-D101.6X3.6	^			
Section Property Property Modifier Area	-s		TUBO-D101.6X3.6	^			
Section Property Property Modifier Area Material Overwrit	e		TUBO-D101.6X3.6 0,5 None	^		KN m C	
Section Property Property Modifier Area Material Overwrit Releases End-I	rs e		TUBO-D101.6X3.6 0,5 None T, M2, M3	^		KN, m, C	
Section Property Property Modifier Area Material Overwrit Releases End-1 Releases End-J	e		TUBO-D101.6X3.6 0,5 None T, M2, M3 M2, M3			KN, m, C	

Εικόνα 5-37: Ενδεικτική απομείωση διατομής στο 0,5 για μέλος χιαστί

5.4.3 Μοντέλο με 1 μόνο χιαστί, το εφελκυόμενο για τη φορά του σεισμού με πλήρη διατομή

Πρόκειται για την πιο διαδεδομένη μεθοδολογία που είναι εύκολη και απαιτεί ανάλυση με 2 φορές σεισμικής διέγερσης σε κάθε διεύθυνση, δηλαδή +XX, +YY, -XX, -YY. Η συγκεκριμένη εξυπηρετεί στην καταγραφή παρατηρήσεων και θα είναι και αυτή που θα χρησιμοποιηθεί από το συγγραφέα.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepT	StepNo	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1,675	0,837	0,009	0,000	0,837	0,009	0,000
MODAL	Mode	2	1,604	0,009	0,835	0,000	0,846	0,844	0,000
MODAL	Mode	3	1,263	0,003	0,000	0,000	0,849	0,844	0,000
MODAL	Mode	4	0,579	0,107	0,004	0,000	0,956	0,848	0,000
MODAL	Mode	5	0,558	0,004	0,111	0,000	0,960	0,959	0,000
MODAL	Mode	6	0,455	0,000	0,000	0,000	0,960	0,959	0,000
MODAL	Mode	7	0,351	0,026	0,001	0,000	0,986	0,960	0,000
MODAL	Mode	8	0,329	0,002	0,026	0,000	0,988	0,987	0,000
MODAL	Mode	9	0,308	0,000	0,000	0,050	0,988	0,987	0,050
MODAL	Mode	10	0,276	0,000	0,001	0,001	0,988	0,987	0,051
MODAL	Mode	11	0,268	0,000	0,000	0,072	0,988	0,987	0,123
MODAL	Mode	12	0,264	0,000	0,000	0,011	0,988	0,988	0,134

Πίνακας 5-5: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης μοντέλου με το εφελκυόμενο χιαστί

Η ανάλυση δίνει ιδιοεριόδους T₁ = T_x = 1,675 sec & T₂ = T_Y = 1,604 sec. Πάλι χρειάζονται οι τέσσερεις πρώτες ιδιομορφές κατά X και οι πρώτες πέντε κατά Y για την εξασφάλιση ποσοστού συμμετοχής της ιδιομορφικής μάζας μεγαλύτερο του 90 %.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
OutputCase	StepT	StepNo	Period	UX	UY
ΚΤΙΡΙΟ ΜΕ ΠΛΗΡΕΙΣ ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΜΕΛΩΝ ΧΙΑΣΤΙ					
MODAL	Mode	1	1,283	0,810	0,005
MODAL	Mode	2	1,188	0,004	0,812
ΚΤΙΡΙΟ ΜΕ ΜΕΙΩΜΕΝΕΣ ΣΤΟ 0.5 ΤΙΣ ΔΙΑΤΟΜΕΣ Σ	κιαστι				
MODAL	Mode	1	1,633	0,841	0,003
MODAL	Mode	2	1,542	0,003	0,833
ΚΤΙΡΙΟ ΜΕ ΠΛΗΡΕΣ 1 ΧΙΑΣΤΙ, ΤΟ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΟ	C				
MODAL	Mode	1	1,675	0,837	0,009
MODAL	Mode	2	1,604	0,009	0,835

Піуакас 5-6:	Σύνκοιση	ιδιοπεριόδων	υεταξύ	тων З	μοντέλων
rinvariaç 5 0.	20101	ioioiicpioowv	μετάξυ	1001 3	μονταλών

Τα αποτελέσματα είναι παρεμφερή. Αυτό μαρτυρά πως το κτίριο λειτουργεί σωστά για όλες τις περιπτώσεις και το προσομοίωμα φαίνεται αξιόπιστο.

5.4.4 Έλεγχος φορτίων

Στο παρόν μέρος των ελέγχων θα γίνει η επαλήθευση των φορτίων που μεταβιβάζει το προσομοίωμα στη θεμελίωση του. Συγκεκριμένα θα υλοποιηθεί σύγκριση μεταξύ τιμών που δίνει το SAP2000 από τα Base reactions του και χειροκίνητων υπολογισμών σε υπολογιστικό φύλλο. Ο έλεγχος αφορά μόνο τα κατακόρυφα φορτία, δηλαδή τα ίδια βάρη μεταλλικών μελών, μελών σκυροδέματος και όλες τις φορτίσεις με κατακόρυφο φορτίο που ασκείται είτε σε επιφάνεια είτε σε γραμμικό φορέα. Οι σεισμικές φορτίσεις έχουν παρουσιαστεί και ελεγχθεί ήδη στο υποκεφάλαιο 5.3.2. Οι δυνάμεις στη βάση φαίνονται στον πίνακα 5-5, ενώ οι αναλυτικοί υπολογισμοί των φορτίσεων παρουσιάζονται στις εικόνες 5-38:40.

TABLE: Base Reactions						
OutputCase	CaseType	StepT	Step	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Text	Unitless	KN	KN	KN
DEAD	LinStatic			-1,21E-09	3,275E-10	9727,429
G'=3.5kN/m2	LinStatic			-1,03E-09	2,662E-10	7266
Q=2kN/m2	LinStatic			-7,09E-10	1,877E-10	5214
Groof=5kN/m2	LinStatic			-2,94E-10	9,072E-11	2655
Gstitheo=3kN/m	LinStatic			3,796E- 11	2,41E-11	433,5
G_skala-apli	LinStatic			4,831E- 11	-3,011E-11	325,6
Q_skala-apli	LinStatic			8,653E- 11	-5,358E-11	574
LIN:OKA	Combination			-4,24E-09	1,117E-09	36232,16

Πίνακας 5-7: Αποτελέσματα φορτίσεων από το λογισμικό SAP2000 (Base reactions)

Κεφαλαίο 5

ΟΡΟΦΟΣ	ΣΤΟΙΧΕΙΑ	m2	G'(3,5)	G'5os(5)	Q(2)
1	2118	507,39	1775,87	-	1014,79
2	2166	518,89	1816,12	-	1037,78
3	2166	518,89	1816,12	-	1037,78
4	2214	530,39	1856,37	-	1060,78
5	2214	530,39	-	2651,95	1060,78
	SUM=	2605,96	7264,48	2651,95	5211,91

Εικόνα 5-38: Υπολογισμός επιφανειακών πρόσθετων μόνιμων και κινητών φορτίων

DEAD της	πλάκας ΟΣ				
οροφος	ΣΤΟΙΧΕΙΑ	m2	DEAD(kN)		SUM(kN)
1	2118	529,5	1720,88	metal dead SAP=	1259,66
2	2166	541,5	1759,88	shell dead SAP=	8469,36
3	2166	541,5	1759,88	sum dead sap=	9729,02
4	2214	553,5	1798,88		
5	2214	553,5	1798,88		
hc(m)=	0,13	SUM=	8838,38		

Εικόνα 5-39: Υπολογισμός ιδίων βαρών μεταλλικών δοκών και κελυφών σκυροδέματος

ΠΕΡΙΜΕΤΡΙΚ	ΣΤΗΘΑΙΟ	Ο ΟΡΟΦΗΣ	ΣΚΑΛΕΣ				
Gstitheo=	3	kN/m	ΑΠΛΗ ανά	όροφο:		SUM=	SUM(all)
NEPIMETP.	145	m	G(kN)=	35,5	*5>>>	177,5	321,5
SUM(kN)=	435		Q(kN)=	63	*5>>>	315	567
			εδωτερική	Ι ανά όροφο):		
			οροφος	G(kN)	Q(kN)		
			1	48	84		
			2	24	42		
			3	24	42		
			4	24	42		
			5	24	42		
			SUM=	144	252		

Εικόνα 5-40: Υπολογισμός συνολικών γραμμικών φορτίων μεταλλικών μελών

Από τη σύγκριση του πίνακα 5-5 και των εικόνων υπολογισμού των φορτίων της προηγούμενης σελίδας είναι ξεκάθαρο πως οι υπολογισμοί καταλήγουν σε πάρα πολύ μικρές διαφορές, το οποίο δείχνει την αξιοπιστία του προσομοιώματος. Επομένως θεωρείται πως ο έλεγχος είναι επαρκής. Να αναφερθεί για λόγους πληρότητας ότι η επαλήθευση των κατακόρυφων φορτίων λαμβάνεται η ίδια για όλα τα προσομοιώματα που αναπτύχθηκαν στις παραγράφους 5.4.1 - 5.4.2 - 5.4.3.

5.5 Μερική διατμητική σύνδεση σύμμικτων δοκών

Σε πολλά σύμμικτα κτίρια η διατμητική σύνδεση επιλέγεται να είναι μερική για λόγους οικονομίας. Οι ήλοι συγκολλούνται σε αραιότερες αποστάσεις κατά μήκος της σιδηροδοκού και έτσι μειώνεται το κόστος των εργατικών και των υλικών που απαιτούνται. Η τοποθέτηση λιγότερων ήλων δεν γίνεται αυθαίρετα, αλλά βάσει κανονισμών και των εντατικών μεγεθών που αναπτύσσονται στις σύμμικτες δοκούς. Γενικά η μερική διατμητική σύνδεση εκφράζεται ως ποσοστό της πλήρους διατμητικής σύνδεσης. Το ελάχιστο ποσοστό της είναι 40 %, εκτός και αν πρόκειται για κύριες δοκούς σε κτίριο με πλαισιακή λειτουργία, όπου το ελάχιστο επιτρεπόμενο λόγω κανονισμών είναι 80 %. Το παρόν οικοδομικό έργο καλύπτει τις προϋποθέσεις για την εφαρμογή μερικής διατμητικής σύνδεσης, που είναι: διατομές κατηγορίας 1 / 2, όλκιμη συμπεριφορά διατμητικών ήλων, οριακή κατάσταση αστοχίας και όχι κόπωσης. Επίσης, όλες οι διατομές του έργου έχουν ίσα πέλματα. Παρόλο που το κτίριο διαθέτει οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας για την παραλαβή της σεισμικής καταπόνησης, αποφασίστηκε στις κύριες δοκούς κατά τη διεύθυνση XX να διατηρηθεί το όριο η > 80 % για λόγους ασφαλείας. Στους υπολογισμούς που φαίνονται παρακάτω (Πίνακας **5-8**) τα ποσοστά μερικής διατμητικής σύνδεσης αντοχής σύμμικτης δοκού με μερική διατμητική σύνδεση επαρκόυς ροπής αντοχής σύμμικτης δοκού με μερική διατμητική σύνδεση την εξίσωση:

$$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + \eta \cdot \left(M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd} \right)$$

5-1

Όπου, Μ_{Rd}: Ροπή αντοχής σύμμικτης διατομής με μερική διατμητική σύνδεση σε ποσοστό η

M_{pl,a,Rd} : Ροπή αντοχής μεταλλικής διατομής

Μ_{pl,Rd} : Ροπή αντοχής σύμμικτης διατομής με πλήρη διατμητική σύνδεση

η : Ποσοστό μερικής διατμητικής σύνδεσης

eι": Μέγιστη απόσταση τοποθέτησης διατμητικών ήλων

Οι υπολογισμοί για κάθε σύμμικτη δοκό παραλείπονται για συντομία και δίνεται μόνον ο υπολογισμός για την δοκό HEA200 YY 7,5 m σύμφωνα με την εξίσωση 5-1, και τις εξισώσεις 3-6, 3-7, 3-8, 3-9. Η τελική επιλογή δίνεται σε μορφή πίνακα για όλες τις δοκούς.

HEA200					
M _{pl,Rd} (kNm)	280,81		ОКА		
M _{pl,a,Rd} (kNm)	126,43		q(kN/m²)=	12,25	
M _{pl} /M _{pl,a} =	2,221		b _{eff} (m)=	2,00	
η=	0,4		L(m)=	7,50	
M _{Rd} ''=	188,18	ок	M _{Ed} (kNm)=	172,23	
	>Med				
Πλήρης διατμητι	κή σύνδεσ	η :	Ф19		
#ήλων	60		P _{Rd} (kN)=	65,325	
Μερική διατμητι	κή σύνδεα	η	Ks(kN/m)	355387	
1 ήλος ανά διατο	ρμή				
#ήλων	24		P _y =P _{Rd} *0,5m/el=	108,88	kN
e _L ''(m)=	0,3125	m	υ _γ =	0,00031	m

Εικόνα 5-41: Υπολογισμός μερικής διατμητικής σύνδεση για τη δοκό ΗΕΑ200 7,5 m κατά ΥΥ

Ήλος	Δοκός	η	e _{L,rqd} (m)	e _{L,real} (m)	Ks(kN/m)	P _y (kN)	U _y (m)
Ф19	HEA220 6m XX	0,8	0,110	0,11	355387	296,93	0,00084
Ф19	HEA200 6m XX	0,8	0,125	0,11	355387	296,93	0,00084
Ф19	HEA220 7,5m YY	0,6	0,179	0,17	355387	192,13	0,00054
Ф19	HEA200 7,5m YY	0,4	0,313	0,30	355387	108,88	0,00031
Ф16	HEA160 6m YY	0,4	0,250	0,25	299273	92,65	0,00031
Φ16	HEA140 5,5m YY	0,45	0,267	0,25	299273	92,65	0,00031

Πίνακας 5-8: Μερική διατμητική σύνδεση σύμμικτων δοκών με συγκόλληση ενός ήλου ανά e_{L,real} (m)

Πραγματοποιείται ομαδοποίηση για τις ανάγκες ήλων που είναι παρεμφερείς από δοκό σε δοκό. Τελικά τα Link που προκύπτουν είναι τα παρακάτω 4 για τις δοκούς και το ειδικό Corner – Mix που απευθύνεται στις γωνίες τις κάτοψης, όπου στη κάθε διεύθυνση υφίσταται διαφορετική διατμητική σύνδεση.

into Support Properties	
Properties	Click to:
6m:HEA200/220:D19/el=11cm	Add New Property
HEA140/160: D16/el=25cm HEA200:D=19/el=30cm HEA220: D=19/el=17cm	Add Copy of Property
	Modify/Show Property
	Delete Property

Εικόνα 5-42: Εισαγωγή των Links για μερική διατμητική σύνδεση στο μοντέλο

6 Αποτελεσματά και παρατήρησεις

Το κεφάλαιο 6 είναι το τελευταίο της διπλωματικής. Εδώ παρουσιάζονται οι σημαντικότερες παρατηρήσεις, τα πιθανά αίτια για την καταγεγραμμένη απόκριση της κατασκευής και των ήλων. Τα μοντέλα που εξετάζονται στο κεφάλαιο είναι τα παρακάτω:

- 1. Το μοντέλο με κελύφη, μερική διατμητική σύνδεση και μόνο το εφελκυόμενο χιαστί.
- Το μοντέλο χωρίς κελύφη και Links, που έχει οριστεί τεχνητό διάφραγμα και έχει μόνο το εφελκυόμενο χιαστί.

Το 2° προσομοίωμα εξυπηρετεί στην κατανόηση των διαφορών που προκύπτουν από την επιβολή διαφραγματικής λειτουργίας μέσω των constraints του λογισμικού, σε κάτοψη με εσοχές / εξοχές και επιμήκεις οπές στο διάφραγμα της. Αυτό αξιοποιείται μόνο στο υποκεφάλαιο 6.1.

6.1 Σύγκριση μοντέλου με κελύφη - μοντέλου με τεχνητό διάφραγμα

6.1.1 Σύγκριση εφελκυστικών δυνάμεων στους συνδέσμους δυσκαμψίας

Αρχικά θα συγκριθεί η σεισμική δύναμη που αναπτύσσεται στους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας της κατασκευής. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων θα παρουσιαστούν μόνο για τις κατευθύνσεις σεισμού +X και +Y καθώς δημιουργούν αντίστοιχες καταπονήσεις στο κτίριο είτε στην μία διεύθυνση είτε στην αντίθετη της. Τα 2 συγκρινόμενα μοντέλα είναι αυτά που αναφέρθηκαν προηγουμένως. Οι αναλύσεις αναδεικνύουν πως *το μοντέλο με κελύφη δίνει αυξημένες αξονικές εφελκυστικές δυνάμεις* για τα διαγώνια μέλη. Κατά τη διεύθυνση XX, που είναι και η επιμήκης του κτιρίου, τα χιαστί αναπτύσσουν δυνάμεις με σχετικά μικρές αποκλίσεις. Ωστόσο στη διεύθυνση YY, που είναι και η στενή διεύθυνση, φαίνεται οι δυνάμεις να έχουν μεγαλύτερες αποκλίσεις. Η διαφορά για τη διεύθυνση YY πιθανόν να προέρχεται από τις οπές στα διαφράγματα των τριών εκ των πέντε ορόφων, τις εσοχές / εξοχές του κτιρίου στα άκρα του και από την επιλογή των φατνωμάτων που τοποθετήθηκαν τα χιαστί. Αναλυτικά, το προσομοίωμα με τεχνητό διάφραγμα σε κάθε στάθμη, ίσως είναι υπερβολικά απλοποιητικό εξαιτίας των προσομοίωμα με κελύφη σύνα με κελύφη και διατμητική σύνδεση ορισμένη από

το χρήστη, έχει τη δυνατότητα να δημιουργήσει διαφορετική και πιο ρεαλιστική ροή δυνάμεων μέσα στα κελύφη του διαφράγματος. Έτσι, φαίνεται να φορτίζει τους συνδέσμους δυσκαμψίας με δυσανάλογο τρόπο, το οποίο είναι και ορθολογικό δεδομένων των γεωμετρικών οπών και εσοχών. Τελικά, πράγματι παρατηρείται σε όλα τα μέλη οριζόντιας δυσκαμψίας μια μικρή αύξηση της καταπόνησης τους στο κτίριο με τα κελύφη σε ρόλο διαφράγματος.

111)				
Όροφος	Κτίριο κελυφών	Κτίριο με διάφραγμα		
1ος (kN)	323,62	303,50		
2ος (kN)	244,82	234,42		
3ος (kN)	190,57	177,32		
4ος (kN)	146,04	156,86		
5ος (kN)	71,22	96,52		
Sum	976,27	968,62		
	Διαφορά (%) =	-0,79		

Πίνακας 6-1: Εφελκυστικές δυνάμεις μέλους χιαστί κατά τη διεύθυνση ΧΧ. Πρόκειται για το αριστερό χιαστί της πρόσοωης

Πίνακας 6-2: Εφελκυστικές δυνάμεις μέλους χιαστί κατά τη διεύθυνση ΥΥ. Πρόκειται για το δεξιότερο χιαστί της ΥΥ σε επίπεδο κάτοψης, δηλαδή στην περασιά Ι (Εικόνα 6-1)

Όροφος	Κτίριο κελυφών	Κτίριο με διαφραγμα
1ος (kN)	518,92	464,86
2ος (kN)	431,36	402,73
3ος (kN)	282,33	252,15
4ος (kN)	224,36	236,45
5ος (kN)	90,71	118,4
Sum	1547,68	1474,59
	Διαφορἁ(%)=	-4,96

6.1.2 Επιρροή διαφραγματικής λειτουργίας στην καταπόνηση των χιαστί

Η επιρροή της επιβολής τεχνητού διαφράγματος είναι ξεκάθαρη στη διεύθυνση ΥΥ, διότι ο προσανατολισμός των οπών είναι τέτοιος που εμποδίζει την ομαλή ροή των δυνάμεων του διαφράγματος. Η υποεκτίμηση του αντίκτυπου που έχουν οι οπές στη διαφραγματική λειτουργία θα διασαφηνιστεί με παρατηρήσεις στους παρακάτω πίνακες εφελκυστικών δυνάμεων του εκάστοτε μέλους χιαστί. Συγκεκριμένα οι διαφορές ανάμεσα στα 2 μοντέλα αυξάνουν από το δεξιό προς το αριστερό εφελκυόμενο χιαστί όπως αυτά αποτυπώνονται στην παρακάτω εικόνα της κάτοψης (Εικόνα **6-1**). Οι οπές φαίνεται να επηρεάζουν ελάχιστα τα μέλη του άξονα Ι, με τα 2 μοντέλα να έχουν ελάχιστη διαφορά. Τα μέλη του άξονα Ε επηρεάζονται σε μικρό βαθμό από τις οπές που είναι τριγύρω τους ανάλογα με την στάθμη. Τα μέλη του Α, που είναι και το πιο απομακρυσμένα λόγω της εσοχής / εξοχής της κάτοψης, δείχνουν να έχουν σοβαρή διαφορά στις τιμές των εφελκυστικών αξονικών δυνάμεων που αναλαμβάνουν. Η διαφορά αυτή είναι λογική και αιτιολογείται τόσο από το σχήμα της κάτοψης με τις εσοχές / εξοχές της, όσο και από τα κενά στα διαφράγματα. Τα προηγούμενα παραμερούνται εντελώς με τη

μοντελοποίηση με τεχνητό διάφραγμα και το μοντέλο δίνει αποτελέσματα που μάλλον στην πραγματικότητα διαφέρουν αισθητά.

X-Y Plane @ Z=3,865



Εικόνα 6-1: Θέσεις οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας κατά ΥΥ στις περασιές Α – Ε – Ι

Όροφος	Κτίριο κελυφών	Κτίριο με διάφραγμα
1ος (kN)	518,92	464,86
2ος (kN)	431,36	402,73
3ος (kN)	282,33	252,15
4ος (kN)	224,36	236,45
5ος (kN)	90,71	118,4
Sum	1547,68	1474,59
	Διαφορά(%)=	-4,96

Πίνακας 6-3: Αποτελέσματα εφελκυστικών αξονικών δυνάμεων για τον σύνδεσμο δυσκαμψίας της παρειάς Ι

Πίνακας 6-4: Αποτελέσματα εφελκυστικών αξονικών δυνάμεων για τον σύνδεσμο δυσκαμψίας της παρειάς Ε

Όροφος	Κτίριο κελυφών	Κτίριο με διάφραγμα
1ος (kN)	415,83	371,06
2ος (kN)	259,22	245,71
3ος (kN)	214,71	208,31
4ος (kN)	158,56	179,12
5ος (kN)	71,93	110,61
Sum	1120,25	1114,81
	Διαφορἁ(%)=	-0,49

Όροφος	Κτίριο κελυφών	Κτίριο με διάφραγμα		
1ος (kN)	310,91	368,96		
2ος (kN)	247,5	311,66		
3ος (kN)	198,14	245,44		
4ος (kN) 144		211,05		
5ος (kN)	66,17	127,16		
Sum 966,72		1264,27		
	Διαφορἁ(%)=	23,54		

Πίνακας 6-5: Αποτελέσματα εφελκυστικών αξονικών δυνάμεων για τον σύνδεσμο δυσκαμψίας της παρειάς Α

6.2 Καταπόνηση διατμητικών ήλων λόγω κατακόρυφων φορτίων (ΟΚΑ)

Στο υποκεφάλαιο αυτό εξετάζεται η διατμητική ένταση των ήλων όπως αυτή αναπτύσσεται αποκλειστικά από τα κατακόρυφα φορτία της Οριακής Κατάστασης Αστοχίας. Η φόρτιση είναι μη γραμμική ώστε να φαίνεται η καταπόνηση της ομάδας ήλων στα άκρα κάθε πεπερασμένου στοιχείου κελύφους. Θα εξετασθούν οι αμφιέρειστες σύμμικτες δοκοί και των 2 διευθύνσεων όπως αυτές προέκυψαν από την παράγραφο 5.5 με μερική διατμητική σύνδεση. Οι δοκοί κατά ΧΧ είναι κύριες και κατά ΥΥ δευτερεύουσες, ενώ το ποσοστό μερικής διατμητικής σύνδεσης τους δίνεται στον Πίνακας 5-8 για όλα τα σύμμικτα μέλη. Κατά τη διεύθυνση XX θα εξεταστεί η διατμητική σύνδεση της σύμμικτης δοκού ΗΕΑ220 μήκους 6 m για 2 συνεχόμενα φατνώματα. Το πρώτο φάτνωμα είναι το αριστερό ακριανό της πρόσοψης όπου υπάρχουν τα εφελκυόμενα μέλη των χιαστί. Το επόμενο - δεύτερο φάτνωμα είναι ένα τυπικό άνοιγμα 6 m. Θα εξεταστούν για τον τελευταίο όροφο του κτιρίου, διότι σε αυτόν το πρόσθετο μόνιμο φορτίο είναι αυξημένο λόγω ύπαρξης μηχανολογικού εξοπλισμού. Υπενθυμίζεται ότι τέμνουσα διαρροής της ομάδας ήλων που αντιστοιχεί σε 0,5 m κελύφους είναι Py = 296,932 kN. Για τη διεύθυνση YY θα εξεταστούν τα 3 συνεχή φατνώματα της ανώτερης στάθμης δώματος για τον ίδιο λόγο. Σε αυτό το τετράστυλο πλαίσιο υπάρχουν στο δεξιό φάτνωμα τα εφελκυόμενα μέλη των χιαστί και 3 διαδοχικοί σύμμικτοι δοκοί μήκους 5,5 m – 2 m – 6 m (από αριστερά προς τα δεξιά). Υπενθυμίζεται ότι τέμνουσα διαρροής της ομάδας ήλων που αντιστοιχεί σε 0,5 m κελύφους είναι Py = 96,25 kN

6.2.1 Παρατηρήσεις για σύμμικτες δοκούς κατά τον άξονα ΧΧ

Γενικά σε όλα τα Link που βρίσκονται ακριβώς πάνω από τις στηρίξεις φαίνεται να αναπτύσσονται μικρές τέμνουσες δυνάμεις. Το ίδιο συμβαίνει και σε εκείνα που βρίσκονται στο μέσο της δοκού. Τα αποτελέσματα αυτά συνάδουν με εκείνα που είχαν παρατηρηθεί στο αμφιέρειστο απλό μοντέλο του υποκεφαλαίου (2.5), όπου η ανάπτυξη σημαντικής καταπόνησης των διατμητικών ήλων ξεκινούσε από τη δεύτερη ομάδα (δηλαδή στα 0,5 m) και είχε πολύ μικρή τιμή στο μέσο της δοκού. Σημαντική διαφορά και παρατήρηση του κτιριακού μοντέλου είναι η μερική πάκτωση που δίνει η ανάλυση στη στήριξη, τόσο στο αριστερά όσο και στο δεξιά άκρο. Διαφαίνεται από τις εικόνες 6-2:4 ότι υπάρχει ταυτόχρονη ανάπτυξη αξονικής δύναμης / τάσης στη σιδηροδοκό ως συμβιβαστό δυνάμεων για να ισορροπηθούν οι δυνάμεις που αναπτύσσει η μερική πάκτωση από τα κελύφη στα άκρα. Επίσης, παρατηρείται και διαφορά στις τιμές τέμνουσας των Link στην 1ⁿ δοκό μεταξύ προτελευταίου αριστερού ακριανού και προτελευταίου δεξιού ακριανού συνδέσμου (Πίνακας 6-6). Συγκεκριμένα, αυτό πιθανόν οφείλεται στο γεγονός ότι η δοκός συνεχίζεται και στο επόμενο φάτνωμα προς τα δεξιά, ενώ αριστερά

έχει κόμβο αρχής. Ως απόδειξη σε αυτό είναι η παρατήρηση πως στο 2° φάτνωμα οι αντίστοιχες τιμές είναι παρεμφερείς γιατί η δοκός συνεχίζεται και προς τα δεξιά και προς τα αριστερά. Τέλος να σημειωθεί πως κανένας σύνδεσμος δεν πλαστικοποιείται. Αυτό οφείλεται στην συντηρητική επιλογή μερικής διατμητικής σύνδεσης σε ποσοστό > 80 % για λόγους ασφαλείας, οπότε και οι τιμές των εντατικών μεγεθών είναι εμφανώς μικρότερες της ροπής αντοχής.

🐹 Shear For	ce 2-2 Diagram (NL:	(D+Gpl+G'+Gskala	a+Gstitheo)1.35+	1.5(Q+Qskala))								
-JEss		€ 3	\$]	Display Link Fe Case/Combo Case/Combo N	r ås orces	-:∯s NL:(D+GpI+G'+Gsł	.d¶s ala+Gstithec ∨	X	- <u>102.</u> 38	123	156.13	

Εικόνα 6-2: Αναπτυσσόμενη διατμητική καταπόνηση για τα Link του 1^{ου} φατνώματος κατά ΧΧ

3, 6	36,96	106,86	a	5 6 9	3673	0,91	-30/71	-55.06	-{1.4	-106,	-135,5	0, 7
	1			Z Display Link For Case/Combo Case/Combo Na	rces	NL:(D+Gpl+G'+Gsk	ala+Gstithec v	×			1	

Εικόνα 6-3: Αναπτυσσόμενη διατμητική καταπόνηση για τα Link του 2°υ φατνώματος κατά ΧΧ

🂢 Stress S11 Max Diagram (NL:(D+Gpl+G'+Gskala+G	stitheo)1.35+1.5(Q+Qskala))		
		-42.594763	
	💢 Display Frame Forces/Stresses		×
	Case/Combo		
	Case/Combo Name NI	L:(D+Gpl+G'+Gskala+Gstithec	

Εικόνα 6-4: Τάσεις που αναπτύσσονται στη μεταλλική διατομή της σύμμικτης δοκού κατά ΧΧ

1η δοκός φατνώματος		2 ^η δοκός φατνώματος			
Αριστερἁ ἀκρο στα 0,5 m	Δεξιἁ ἀκρο στα 0,5 m	Αριστερἁ ἀκρο στα 0,5 m	Δεξιἁ ἀκρο στα 0,5 m		
115,25 kN	-156,13 kN	136,96 kN	135,54 kN		
Αριστερἁ ἁκρο στα 0 m	Δεξιά άκρο στα 0 m	Αριστερἁ ἁκρο στα 0 m	Δεξιά άκρο στα 0 m		
-37,65 kN	3,86 kN	3,86 kN	0,17 kN		

Πίνακας 6-6: Τέμνουσες δυνάμεις για τους συνδέσμους ανάλογα με την απόσταση από το άκρο της δοκού

6.2.2 Παρατηρήσεις για σύμμικτες δοκούς κατά τον άξονα ΥΥ

72

Υπενθυμίζεται πως σε αυτή τη διεύθυνση εξετάζεται η συνεχής δοκός τριών ανοιγμάτων της στάθμης οροφής. Ομοίως με τη διεύθυνση XX παρατηρείται ξανά μερική πάκτωση στις στηρίξεις από την συνεχή πλάκα σκυροδέματος. Το χαμηλό ποσοστό μερικής διατμητικής σύνδεσης 40 % - 45 % επιφέρει συνεχείς πλαστικοποιήσεις των διατμητικών ήλων σε εύρος 0,25 m – 2,25 m από την κάθε στήριξη, ήτοι για 4 ομάδες ήλων. Η κατανομή της τέμνουσας δύναμης είναι η αναμενόμενη, με μειωμένες τιμές προς το μέσο της δοκού και έναρξη πλαστικοποίησης συνδέσμων λίγο πιο μέσα από το κάθε άκρο. Η αριστερή δοκός έχει μικρότερο μήκος από τη δεξιά με αποτέλεσμα και τα εντατικά μεγέθη της να είναι μικρότερα. Αυτό αντικατοπτρίζεται στην πλαστικοποίηση σε εύρος 0,25 m – 1,75 m, δηλαδή ενός Link λιγότερου από ότι η δεξιά σύμμικτη δοκός . Επιπλέον, η ανάπτυξη μερικής πάκτωσης φαίνεται στον πίνακα 6-7 από την αντιστροφή του πρόσημου της τέμνουσας δύναμης των συνδέσμων ακριβώς πάνω από το άκρο της δοκού. Στην μεσαία δοκό μήκους 2 m δεν υπάρχει σοβαρή καταπόνηση των ήλων. Τέλος από τις τάσεις της μεταλλικής διατομής της συνεχούς σύμμικτης δοκού φαίνεται να προκαλείται θλίψη στο πέλμα της σιδηροδοκού για το μεσαίο άνοιγμα.

🔀 Shear For	rce 3-3 Diagram (NL:((D+Gpl+G'+Gskala	+Gstitheo)1.35+1.5	i(Q+Qskala))								
	_	_	_	_				_	_	_	_	
								↓	↓		↓ I	
Π.						л.	.0.					
	192,00	192,00	-92,00	-92,00	Ha(,(2)	-21,119	24.30	09,02	92,05	92,05	92,05	
			×	Display Link Forces				X				
			Ci Ci	ase/Combo								
				Case/Combo Name	NL:(D	+Gpl+G'+Gskala	+Gstithec ~					

Εικόνα 6-5: Αναπτυσσόμενη διατμητική καταπόνηση για τα Link του δεξιού φατνώματος κατά ΥΥ

Ĺ	🔀 Shear F	orce 3-3 Diagra	m (NL:(D+Gpl+	G'+Gskala+Gst	titheo)1.35+1.	5(Q+Qskala))									
		Ţ	Ţ	Ţ					Ļ	Ţ	Ļ				
4	7,79	-92,65	-92.85	-92,65	6.25	.42	20.3	84,55	92,65	92,65	\$2.65	 	-595	- B	- <mark>A</mark> le
					C	Display Link F ase/Combo Case/Combo	Forces	NL:(D+Gp	I+G'+Gskala+G	stithec ~	×				

Εικόνα 6-6: Αναπτυσσόμενη διατμητική καταπόνηση για τα Link του μεσαίου και αριστερού φατνώματος κατά ΥΥ

Αριστερά δοκός φατνώματος		Δεξιά δοκός φατνώματος				
Αριστερά στα 0,5-1-1,5 m	Δεξιά στα 0,5-1-1,5 m	Αριστερά στα 0,5-1-1,5-2m	Δεξιά στα 0,5-1-1,5-2m			
-92,65 kN	92,65 kN	-92,65 kN	92,65 kN			
Αριστερἁ ἁκρο στα 0 m	Δεξιά άκρο στα 0 m	Αριστερἁ ἁκρο στα 0 m	Δεξιά άκρο στα 0 m			
47,79 kN	30,04 kN	-18,38 kN	-35,33 kN			

Πίνακας 6-7: Τέμνουσες δυνάμεις για τους συνδέσμους που βρίσκονται στα άκρα της δοκού



Εικόνα 6-7: Τάσεις που αναπτύσσονται στη μεταλλική διατομή της σύμμικτης δοκού κατά ΥΥ

6.3 Καταπόνηση διατμητικών ήλων λόγω σεισμού

Στο παρόν υποκεφάλαιο εξετάζεται η διατμητική ένταση των ήλων όπως αυτή αναπτύσσεται από τα κατακόρυφα φορτία και τη διέγερση του σεισμού. Οι μη γραμμικοί σεισμικοί συνδυασμοί φόρτισης που θα χρησιμοποιηθούν είναι οι [G + G' +0,3Q + e_{XX} + $0,3e_{YY}$] & [G + G' +0,3Q + $0,3e_{XX}$ + e_{YY}], με κατεύθυνση σεισμού μόνο προς τις θετικές φορές των αξόνων, αφού τα αποτελέσματα είναι ισοδύναμα και στις 2 κατευθύνσεις. Θα πραγματοποιηθεί σύγκριση με τον μη γραμμικό συνδυασμό φόρτισης [G + G' +0,3Q] για να είναι ευδιάκριτη η μεταβολή της διατμητικής δύναμης που προσδίδει ο σεισμός στο διάφραγμα. Η μεταβολή αυτή, αν και είναι μικρού μεγέθους, εμφανίζεται ξεκάθαρα από τη διαφοροποίηση της έντασης των Link. Όπως και στο προηγούμενο υποκεφάλαιο θα εξεταστούν τα ίδια φατνώματα κατά XX και YY, αλλά σε διαφορετική στάθμη ορόφου, ώστε να μην υφίσταται αυξημένο πρόσθετο μόνιμο φορτίο που να επηρεάζει την καταπόνηση των συνδέσμων. Θα παρατηρηθούν οι αποκρίσεις των φατνωμάτων για τη στάθμη του 1^{ου} ορόφου και για τους 2 άξονες.

6.3.1 Παρατηρήσεις για σύμμικτες δοκούς κατά τον άξονα ΧΧ

Фортіо [G + G' +0,3Q]:

Η καταπόνηση δείχνει στο πρώτο φάτνωμα να είναι μικρότερη στο άκρο πέρατος της δοκού και αυξημένη στο απέναντι, όπου υπάρχει συνέχεια με το διπλανό άνοιγμα. Στο δεύτερο φάτνωμα είναι συμμετρική με ελάχιστη απόκλιση από άκρο σε άκρο. Υπάρχει αντιστροφή του προσήμου της διατμητικής καταπόνησης των ήλων ακριβώς πάνω από τη στήριξη και συγχρόνως οι τάσεις που αναπτύσσονται στη μεταλλική διατομή είναι αρνητικές. Ωστόσο, η μερική πάκτωση που αναπτύσσεται στην περιοχή των στηρίξεων για κάθε αμφιαρθρωτή δοκό είναι μικρότερη από την προηγούμενη περίπτωση της ΟΚΑ.



Εικόνα 6-8: Αναπτυσσόμενη διατμητική καταπόνηση για τα Link του 1°υ φατνώματος κατά ΧΧ





Εικόνα 6-10: Τάσεις που αναπτύσσονται στη μεταλλική διατομή της σύμμικτης δοκού 2 ανοιγμάτων κατά ΧΧ

Αριστερά / ακριανή δοκός φατνώματος		Δεξιά δοκός φατνώματος				
Αριστερἁ στα 0,5 m	Δεξιά στα 0,5 m	Αριστερά στα 0,5 m	Δεξιά στα 0,5 m			
58,19 kN	-71,32 kN	60,85 kN	-60,98 kN			
Αριστερἁ ἁκρο στα 0 m	Δεξιά άκρο στα 0 m	Αριστερἁ ἀκρο στα 0 m	Δεξιά άκρο στα 0 m			
-2,67 kN	0,48 kN	0,48 kN	0,17 kN			

Πίνακας 6-8: Τέμνουσες δυνάμεις για τους συνδέσμους που βρίσκονται στα άκρα της δοκού

➢ Фортіо [G + G' +0,3Q + ехх + 0,3еуу]:

Τα σεισμικά φορτία φαίνεται να μεταβάλουν την κατανομή της διατμητικής δύναμης στου ήλους, τόσο στο 1° όσο και στο 2° άνοιγμα. Μερική πάκτωση αναπτύσσεται ακόμα στα άκρα των δοκών. Το σημαντικότερο που παρατηρείται είναι πως σε κάθε δοκό ανακουφίζεται η περιοχή του αριστερού άκρου και επιβαρύνεται η περιοχή του δεξιού άκρου. Για παράδειγμα κάθε δοκός σε απόσταση 0,5 m από τα άκρα της μεταβάλει την τέμνουσα των συνδέσμων ως εξής :

Για την ακριανή δοκό αριστερά : 58,19 kN → 51,99 kN και δεξιά : -71,32 kN → -85,60 kN.

Гіа т
ην 2^η δоко аріотєра : 60,85 kN \rightarrow 39,69 kN ка
ι δεξιά : -60,98 kN \rightarrow -79,65 kN.

Η μεταβολή αυτή της καταπόνησης προφανώς αντιστρέφεται για την αντίθετη φορά σεισμού και είναι εντονότερη στη 2ⁿ σύμμικτη δοκό που η διατμητική καταπόνηση για στατικά φορτία [G + G' +0,3Q] ήταν ήδη συμμετρική.



Εικόνα 6-11: Αναπτυσσόμενη διατμητική καταπόνηση για τα Link του 1^{ου} φατνώματος κατά ΧΧ



Εικόνα 6-12: Αναπτυσσόμενη διατμητική καταπόνηση για τα Link του 2°υ φατνώματος κατά ΧΧ



Εικόνα 6-13: Τάσεις που αναπτύσσονται στη μεταλλική διατομή της σύμμικτης δοκού 2 ανοιγμάτων κατά ΧΧ

Αριστερά / ακριανή δοκός φατνώματος		Δεξιά δοκός φατνώματος				
Αριστερά στα 0,5 m	Δεξιά στα 0,5 m	Αριστερά στα 0,5 m	Δεξιά στα 0,5 m			
51,99 kN	-85,60 kN	39,69 kN	79,65 kN			
Αριστερἁ ἀκρο στα 0 m	Δεξιά άκρο στα 0 m	Αριστερἁ ἀκρο στα 0 m	Δεξιά άκρο στα 0 m			
-4,19 kN	-1,07 kN	-1,07 kN	4,85 kN			

Πίνακας 6-9: Τέμνουσες δυνάμεις για τους συνδέσμους που βρίσκονται στα άκρα της δοκού

6.3.2 Παρατηρήσεις για σύμμικτες δοκούς κατά τον άξονα ΥΥ

Φορτίο [G + G' +0,3Q]:

76

Το αριστερό και το δεξιό άνοιγμα δείχνουν την αναμενόμενη συμμετρική καταπόνηση των ήλων από την τέμνουσα δύναμη. Υπάρχει η διαφορά πως τα φορτία είναι μικρότερα, οπότε και οι τέμνουσες των ήλων είναι μικρότερες. Οι πλαστικοποιήσεις των διατμητικών ήλων συμβαίνουν σε εύρος 0,25 m – 0,75 m από την κάθε στήριξη, ήτοι για 1 ομάδα ήλων. Υπάρχει αντιστροφή του προσήμου της διατμητικής καταπόνησης τους ακριβώς πάνω από τη στήριξη και συγχρόνως οι τάσεις που αναπτύσσονται στη μεταλλική διατομή είναι αρνητικές. Η μερική πάκτωση υφίσταται και πάλι, αλλά σε μικρότερο βαθμό από ότι στην ΟΚΑ.



Εικόνα 6-14: Αναπτυσσόμενη διατμητική καταπόνηση για τα Link του δεξιού φατνώματος κατά ΥΥ





Εικόνα 6-15: Αναπτυσσόμενη διατμητική καταπόνηση για τα Link του μεσαίου και αριστερού φατνώματος κατά ΥΥ

Εικόνα 6-16: Τάσεις που αναπτύσσονται στη μεταλλική διατομή της σύμμικτης δοκού 3 ανοιγμάτων κατά ΥΥ

	Τέμνομσες δυνάμεις γ		συνδέσμομο ποι		στα άκοα	της δοκοι'
Πνακάς 0-10.	τεμνουσες συναμεις	για τους	ουνοευμούς ποι	ј ррюкочти	ота акра	της ουκου

Αριστερά δοκός φατνώματος		Δεξιά δοκός φατνώματος				
Αριστερἁ στα 0,5 m	Δεξιά στα 0,5 m	Αριστερά στα 0,5-1-1,5-2m	Δεξιά στα 0,5-1-1,5-2m			
-92,65kN	91,53kN	-92,65 kN	92,65 kN			
Αριστερά άκρο στα 0 m	Δεξιά άκρο στα 0 m	Αριστερά άκρο στα 0 m	Δεξιά άκρο στα 0 m			
10,89 kN	-2,87 kN	-5,19kN	10,6 kN			

ΑΠΟΤΕΛΈΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΠΑΡΑΤΗΡΉΣΕΙΣ

Фортіо [G + G' +0,3Q + 0,3ехх + еуу]:

Όπως και στη διεύθυνση XX τα σεισμικά φορτία φαίνεται να μεταβάλουν την κατανομή της διατμητικής δύναμης στους ήλους. Μερική πάκτωση αναπτύσσεται ακόμα στα άκρα των δοκών. Το σημαντικότερο που παρατηρείται είναι πως σε κάθε δοκό ανακουφίζεται η περιοχή του αριστερού άκρου και επιβαρύνεται η περιοχή του δεξιού άκρου (η φορά του σεισμού είναι προς τα δεξιά). Για παράδειγμα κάθε δοκός σε απόσταση 0,5 m από τα άκρα της μεταβάλει την τέμνουσα των συνδέσμων ως εξής :

Για την αριστερή δοκό : αριστερά: -92,65 kN → -67,66 kN και δεξιά : 91,53 kN → 92,65 kN.

Για την δεξιά δοκό : αριστερά: 92,65 kN → 87,61 kN και δεξιά : επέκταση της πλαστικοποίησης

Η μεταβολή αυτή της καταπόνησης προφανώς αντιστρέφεται για την αντίθετη φορά σεισμού. Επειδή οι σύμμικτες δοκοί κατά ΥΥ έχουν ποσοστά διατμητικής σύνδεσης 40 % - 45 % οι πλαστικοποιήσεις από τον σεισμό είναι παρόμοιες με την ΟΚΑ. Πχ για την δεξιά δοκό στο δεξιό άκρο της εμφανίζεται πλαστικοποίηση ήλων σε εύρος 0,25 m – 1,75 m για σεισμικό συνδυασμό φόρτισης και για ΟΚΑ 0,25 m – 2,25 m (Εικόνα 6-5)



Εικόνα 6-17: Αναπτυσσόμενη διατμητική καταπόνηση για τα Link του δεξιού φατνώματος κατά ΥΥ



Εικόνα 6-18: Αναπτυσσόμενη διατμητική καταπόνηση για τα Link του μεσαίου και αριστερού φατνώματος κατά ΥΥ

Αριστερά δοκός φατνώματος		Δεξιά δοκός φατνώματος	
Αριστερἁ στα 0,5 m	Δεξιά στα 0,5 m	Αριστερά στα 0,5-1-1,5-2m	Δεξιά στα 0,5-1-1,5-2m
-67,66 kN	92,65 kN	-87,61 kN	92,65 kN
Αριστερἁ ἁκρο στα 0 m	Δεξιά άκρο στα 0 m	Αριστερἁ ἀκρο στα 0 m	Δεξιά άκρο στα 0 m
1,47 kN	-16,4 kN	-19,08 kN	0,06 kN

Πίνακας 6-11: Τέμνουσες δυνάμεις για τους συνδέσμους που βρίσκονται στα άκρα της δοκού



Εικόνα 6-19: Τάσεις που αναπτύσσονται στη μεταλλική διατομή της σύμμικτης δοκού 3 ανοιγμάτων κατά ΥΥ

7 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Τα συμπεράσματα προκύπτουν από την εξέταση αποτελεσμάτων και παρατηρήσεων στο κτιριακό έργο. Για το απλό μοντέλο της αμφιέρειστης σύμμικτης δοκού με κελύφη και Link, που αποτελεί τον πυλώνα της εργασίας, τα συμπεράσματα έχουν καταγραφεί στα υποκεφάλαια 2.7 & 3.4 . Η απόκριση των μη γραμμικών διατμητικών ήλων στο οικοδομικό έργο καταγράφεται στα υποκεφάλαια 6.1 , 6.2 , 6.3 . Τα κύρια συμπεράσματα αποτυπώνονται παρακάτω:

- Το μοντέλο με κελύφη φαίνεται να υπερισχύει σε σχέση με εκείνο του τεχνητού διαφράγματος. Η υπεραπλουστευτική δέσμευση όλων των κόμβων ορόφου με διάφραγμα φαίνεται να υπερεκτιμά τις δυνάμεις που φτάνουν στους συνδέσμους δυσκαμψίας. Αυτό εντείνεται για τα χιαστί της περασιάς Α κατά ΥΥ που βρίσκονται στην εξοχή του κτιρίου και υπάρχουν οπές στις πλάκες του 1^{ου}, 2^{ου} και 3^{ου} ορόφου λόγω της αρχιτεκτονικής εσωτερικής σκάλας (Πίνακες: Πίνακας 6-3, Πίνακας 6-4, Πίνακας 6-5). Αντιθέτως, το προσομοίωμα με κελύφη αυξάνει σε μικρό βαθμό τις δυνάμεις που φτάνουν στους οριζόντιους συνδέσμους των περασιών Ε & Ι και μειώνει αισθητά τις δυνάμεις στο Α. Η μεταβολή αυτή φαντάζει λογική δεδομένων των συνθηκών. Συνολικά οι δυνάμεις των χιαστί στο μοντέλο κελυφών είναι λίγο αυξημένες τόσο κατά ΧΧ όσο και κατά ΥΥ σε σχέση με το προσομοίωμα τεχνητού διαφράγματος. Τέλος, παρατηρήθηκε πως η μερική διατμητική σύνδεση δεν αλλάζει τα παραπάνω αποτελέσματα σε σχέση με την πλήρη διατμητική σύνδεση.
- Η καταπόνηση των διατμητικών ήλων για το μη γραμμικό φορτίο της ΟΚΑ οδηγεί στις περισσότερες πλαστικοποιήσεις των συνδέσμων. Ειδικά για τις δοκούς με χαμηλά ποσοστά διατμητικής σύνδεσης (~40% και 45% στις δοκούς του άξονα YY) η ζώνη πλαστικοποιημένων ήλων στο άνοιγμα μήκους 5,5 m καταλαμβάνει τα 4/5,5 m με εύρος 0,25 m – 2,25 m από την

κάθε στήριξη (Εικόνα 6-5). Συγχρόνως φαίνεται να αναπτύσσεται και μερική πάκτωση στις περιοχές πάνω από τις στηρίξεις για όλες τις αμφιαρθρωτές σύμμικτες δοκούς. Η πάκτωση αυτή δικαιολογείται από την ανάπτυξη έντασης στα κελύφη, τα οποία αναγκάζουν και τη σιδηροδοκό να αναπτύξει αξονική δύναμη για να τα ισορροπήσει.

Οι σεισμικοί συνδυασμοί αξιολογούνται συγχρόνως με το συνδυασμό που αντιστοιχεί στα κατακόρυφα φορτία τους, δηλαδή τον [G + G' +0,3Q]. Ο σεισμός φαίνεται να αναγκάζει όλους τους ήλους στις δοκούς σε μια ανακυκλιζόμενη διαδικασία ανακούφισης της περιοχής του ενός άκρου και επιβάρυνσης του άλλου (σε σχέση με στατικό συνδυασμό που αναφέρθηκε). Συγκεκριμένα, εμφανίζεται μια συνεχώς μεταβαλλόμενη διατμητική ένταση στους ήλους ανάλογα με τη φορά του σεισμού. Αυτή δημιουργεί διαφορετικές πλαστικοποιήσεις και διαφορετικές παραμορφώσεις των ήλων κατά τη διάρκεια ταλάντωσης του κτιρίου. Η μερική πάκτωση στην περιοχή πάνω από τις στηρίξεις παρατηρείται ξανά, όμως μειωμένη σε σχέση με την ΟΚΑ. Επομένως, είναι πιθανόν το σημαντικότερο ρόλο στο φαινόμενο αυτό να διαδραματίζουν τα αυξημένα κατακόρυφα φορτία, παρά η σεισμική καταπόνηση.

8 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- 1. Βάγιας Ι. (2003). « Σιδηρές κατασκευές, ανάλυση και διαστασιολόγηση ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος. Αθήνα.
- Michael N. Fardis, Eduardo Carvalho, Amr Elnashai, Ezio Faccioli, Paolo Pinto, Andre Plumier (2011). «Οδηγός σχεδιασμού σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2013) « Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, με παραδείγματα εφαρμογής », Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- 4. Βάγιας Ι., Ηλιόπουλος Α., Θανόπουλος Π. (2016). « Σχεδιασμός σύμμικτων γεφυρών από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα », Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- 5. Βάγιας Ι. (2018). « Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα. 4η έκδοση ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος. Αθήνα.
- 6. Eurocode 0: Basis of structural design.
- 7. Eurocode 1: Actions on structures.
- 8. Eurocode 4 : Design of composite steel and concrete structures.
- 9. Eurocode 8 : Design of structures for earthquake resistance.
- Shear stiffness of headed studs on structural behaviors of steel-concrete composite girders (2020), Steel and Composite Structures, Vol. 36, No. 5 (2020) 553-568 DOI: <u>https://doi.org/10.12989/scs.2020.36.5.553</u>
- 11. CSI Analysis Reference Manual For SAP2000®, ETABS®, SAFE® and CSiBridge ®.
- 12. Διπλωματική εργασία Κουφολάμπρου Γιάννη ΕΜΚ ΔΕ 2021 / 14.
- 13. Mimarlik Building : <u>Gallery of Gemak Shipyard Administration Office / CM Mimarlık 1</u> (archdaily.com)