

ΣΥΣΧΕΤΙΣΗ ΤΗΣ ΕΠΙΤΟΠΟΥ ΑΝΤΟΧΗΣ ΜΕ ΤΗΝ ΣΥΜΒΑΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Θ.Π. Τάσιος, Εργαστήριο Ωπλισμένου Σκυροδέματος ΕΜΠ

Κ.Γ. Τρέζος, Εργαστήριο Ωπλισμένου Σκυροδέματος ΕΜΠ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα ερευνητικής εργασίας για την συσχέτιση της επιτόπου αντοχής του σκυροδέματος με την αντίστοιχη συμβατική αντοχή. Διαφοροποίηση της επιτόπου αντοχής από την συμβατική αντοχή παρατηρείται τόσο στην μέση τιμή αλλά και, κυρίως, στην τυπική απόκλιση. Η εκτίμηση της συμβατικής αντοχής γίνεται συνήθως από επιτόπου μετρήσεις. Εξετάζονται κατ' αρχήν οι παράγοντες που διαφοροποιούν την επιτόπου από την συμβατική αντοχή: διάστρωση, είδος δομικού στοιχείου, συντήρηση. Στην συνέχεια εξετάζεται η επίδραση της μεθόδου εκτίμησης της αντοχής. Παρουσιάζονται αποτελέσματα συστηματικών μετρήσεων της επιτόπου αντοχής (εκτίμηση με πυρήνες, υπέρηχους, κρουσίμετρο και εξόλκευση ήλου) σε κατασκευές εργαστηρίου αλλά και σε πραγματικές κατασκευές. Εξετάστηκαν πλάκες, δοκάρια, υποστυλώματα και τοιχία. Οι επιτόπου αντοχές συγκρίνονται με την αντοχή κυβικών δοκιμίων (συμβατική αντοχή). Τέλος, θεωρώντας την επιτόπου και την συμβατική αντοχή ως τυχαίες μεταβλητές, παρουσιάζεται ένα πιθανοτικό προσομοίωμα για την συσχέτιση των δυο αυτών μεταβλητών ώστε να γίνεται με ορθολογικό τρόπο η εκτίμηση της συμβατικής αντοχής από μετρήσεις της επιτόπου αντοχής.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η διαστασιολόγηση στοιχείων από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα βασίζεται στην συμβατική θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος $f_{c,stand}$ όπως αυτή προσδιορίζεται από δοκίμια (κυβικά ή κυλινδρικά) τα οποία λαμβάνονται, συντηρούνται και δοκιμάζονται με συμβατικό τρόπο. Τα δοκίμια αυτά εμπεριέχουν πληροφορίες σχετικά με τα συντιθέμενα υλικά και με την ανάμιξη, δεν μετρούν όμως μια σειρά άλλων παραγόντων που συνδιαμορφώνουν την αντοχή του σκυροδέματος στην τελική θέση-του μέσα στο δόμημα. Τέτοιοι παράγοντες είναι συνήθως:

- ενδεχόμενες αλλοιώσεις κατά την μεταφορά και διάστρωση (εξάτμιση, προσθήκη νερού, απόμιξη κ.α.)
- τελική συμπίκνωση επιτόπου (δόνηση, πίεση νωπού σκυροδέματος)
- περαιτέρω ωρίμανση και γήρανση.

Ετσι, παρά την αλληλεξάρτησή-τους, η συμβατική αντοχή δεν έχει μονοσήμαντη σχέση με την πραγματική αντοχή του σκυροδέματος επιτόπου.

Η αναπόφευκτη και νόμιμη αυτή διαφοροποίηση λαμβάνεται υπόψη από τους κανονισμούς μέσω των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας.

Πολλές φορές στην πράξη συμβαίνει να μην υπάρχουν συμβατικά δοκίμια αλλά παρ' όλα αυτά να πρέπει να εκτιμηθεί η συμβατική αντοχή ή/και η επιτόπου αντοχή. Τέτοιες είναι συνήθως οι περιπτώσεις: α) των επισκευών και ενισχύσεων όπου πρέπει να επαναδιαστασιολογηθεί η κατασκευή και β) υπάρξεως αμφιβολιών ως προς την ποιότητα του σκυροδέματος, γ) της παρακολουθήσεως της αντοχής συναρτήσεως του χρόνου για την επιβολή προεντάσεως. Στις περιπτώσεις αυτές γίνεται εκτίμηση της συμβατικής αντοχής από την επιτόπου αντοχή. Η επιτόπου αντοχή εκτιμάται με την σειρά-της είτε με έμμεσες μεθόδους είτε με πυρηνοληψία. Συνηθέστερα εφαρμόζονται οι έμμεσες μέθοδοι (είτε μη καταστροφικές: κρουσίμετρο, υπέρηχοι είτε οι

ημικαταστροφικές: εξόλκευση ήλου, Pullout, Windsor probe, Pull-off κλπ) οι οποίες όμως παρουσιάζουν, έναντι της πυρηνοληψίας, το μειονέκτημα της μεγαλύτερης αβεβαιότητας. Στην συνέχεια η επιτόπου αντοχή ανάγεται στην συμβατική αντοχή. Η αναγωγή αυτή περιπλέκεται, επειδή πρέπει να λαμβάνει υπόψη-της, εκτός από την αβεβαιότητα του ίδιου του σκυροδέματος, και δύο επιπλέον κατηγορίες σφαλμάτων και αβεβαιοτήτων: α) όλους τους παράγοντες που διαφοροποιούν την συμβατική αντοχή από την επιτόπου και β) την μέθοδο με την οποία εκτιμάται η επιτόπου αντοχή.

Για την ποσοτικοποίηση αυτών των αβεβαιοτήτων, το Εργαστήριο Ωπλισμένου Σκυροδέματος του ΕΜΠ ανέλαβε μια σειρά συστηματικών μετρήσεων των επιτόπου αντοχών του σκυροδέματος σε πραγματικές κατασκευές. Οι μετρήσεις αυτές γινόντουσαν με συνδυασμό δύο ή τριών εμμέσων μεθόδων και, όπου ήταν δυνατόν, με πυρηνοληψία. Επειδή σε πραγματικές κατασκευές η εκτεταμένη πυρηνοληψία δεν είναι εφικτή, κατασκευάστηκαν στο ΕΩΣ/ΕΜΠ μια σειρά ειδικών δομικών στοιχείων (τρεις πλάκες, δύο δοκάρια και οκτώ υποστρώματα) στα οποία στην συνέχεια προσδιορίστηκε η επιτόπου αντοχή με πολλαπλές πυρηνοληψίες αλλά και με έμμεσες μεθόδους (κρουσίμετρο, υπέρηχοι και εξόλκευση ήλου). Τα αποτελέσματα των μετρήσεων αυτών συγκρίνονται με άλλα που αναφέρονται στην διεθνή βιβλιογραφία και χρησιμοποιούνται για την εκτίμηση των παραμέτρων ενός πιθανοτικού προσομοιώματος με το οποίο συσχετίζεται η επιτόπου με την συμβατική αντοχή.

2 ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΡΗΣΕΩΝ

Το πρόγραμμα των μετρήσεων περιλάμβανε δύο κατηγορίες κατασκευών: α) ειδικές κατασκευές στο ΕΩΣ/ΕΜΠ και β) πραγματικές κατασκευές (βλ Πίνακα 1)

Πίνακας 1 Κατασκευές και αντίστοιχες μετρήσεις

Μετρήσεις	Κατασκευές στο ΕΩΣ/ΕΜΠ			Πραγματικές κατασκευές					
				Αεροδρόμιο			Σχολή Μεταλλειολόγων		
	Πλάκες	Δοκοί	Υποστρώματα	Πλάκες	Τοιχία	Υποστρώματα	Πλάκες	Τοιχία	Υποστρώματα
(A)	(B)	(C)	(D)	(E)	(F)	(G)	(H)	(J)	
Συμβατικά δοκίμια	+	+	+	+					
Πυρήνες	+	+	+	+	+		+	+	
Κρουσίμετρο	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Υπέρηχοι		+	+			+			+
Εξόλκευση				+	+	+	+	+	+

Ειδικότερα για τις κατασκευές στο ΕΩΣ/ΕΜΠ:

(A) Κατασκευάστηκαν τρεις πλάκες (A1, A2 και A3) επί του εδάφους διαστάσεων 4.0*4.0 με πάχος 0.2m έως 0.3m. Ο τρόπος σκυροδετήσεώς-τους δεν ήταν ιδιαίτερα επιμελημένος, ώστε να προσομοιάζει στις συνθήκες ενός μέτριου εργοταξίου. Κάθε πλάκα σκυροδετήθηκε με το σκυρόδεμα ενός οχήματος μεταφοράς σκυροδέματος. Ειδικότερα στην τρίτη πλάκα διακρίνονται τρία επιμέρους τμήματα: ένα τμήμα το οποίο σκυροδετήθηκε και συμπκνώθηκε με δονητή κανονικά (A3.c), ένα τμήμα το οποίο διαστρώθηκε χωρίς καθόλου δόνηση (A3.b) και τέλος ένα τρίτο τμήμα (A3.a) κατά την σκυροδέτηση του οποίου έγινε προσθήκη ύδατος στο σκυρόδεμα μέσα στο όχημα μεταφοράς και δεν χρησιμοποιήθηκε δονητής κατά την διάστρωσή-του. Το τμήμα (A3.a) σκυροδετήθηκε πάνω από

το τμήμα (A3.b) έτσι ώστε το κατώτερο τμήμα είχε καλλίτερη συντήρηση προστατευόμενο από το ανώτερο.

- (B) Κατασκευάστηκαν τρεις δοκοί (B1 έως B3) κατ' αντιστοιχία με τις τρεις πλάκες και με διαστάσεις 0.25*0.60*4.0m.
- (C) Κατασκευάστηκαν δύο τετράδες υποστυλωμάτων (διαστάσεων (C1) 0.25*0.25*4.0m και (C2) 0.3*0.3*5.0m αντίστοιχα). Για την μελέτη της υδροστατικής πίεσεως στην συμπύκνωση του σκυροδέματος ακολουθήθηκαν δύο διαφορετικοί τρόποι σκυροδετήσεως: τα μισά υποστυλώματα κάθε τετράδας (C1.a, C1.c, C2.a και C2.b) σκυροδετήθηκαν χωρίς διακοπή, ενώ τα άλλα μισά (C1.b, C1.d, C2.c και C2.d) σκυροδετήθηκαν σε δύο φάσεις, με μεσολάβηση τριών ωρών, ώστε το σκυρόδεμα της πρώτης φάσεως να έχει ήδη πήξει κατά την σκυροδέτηση της δεύτερης φάσεως.

Από όλα τα παραπάνω στοιχεία πάρθηκαν πυρήνες διαμέτρου 0.10m ανά αποστάσεις 0.40m περίπου. Οι πυρήνες δοκιμάστηκαν ταυτόχρονα με τα συμβατικά δοκίμια που είχαν ληφθεί κατά την σκυροδέτηση.

Για τις μετρήσεις σε πραγματικές κατασκευές επελέγησαν δύο μεγάλα κτιριακά έργα: τα νέα κτίρια του Αεροδρομίου Αθηνών και τα κτίρια της Σχολής Μεταλλειολόγων ΕΜΠ. Στα κτίρια αυτά οι πυρηνοληψίες έγιναν κυρίως σε πλάκες και σε τοιχία. Στα τοιχία, και στην ίδια κατακόρυφη θέση, λαμβανόντουσαν δύο πυρήνες στις ακρότατες δυνατές θέσεις καθύψους και 1-2 πυρήνες ενδιάμεσως. Συμβατικά δοκίμια υπήρχαν μόνο για τις πλάκες του κτιρίου του Αεροδρομίου.

3. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ

3.1 Κατασκευές στο ΕΩΣ/ΕΜΠ

Για τις πλάκες και τις δοκούς παρατηρείται ότι η μέση αντοχή των πυρήνων είναι μειωμένη σε σχέση με την συμβατική αντοχή κατά 0-20% (Πίνακας 2). Η μείωση εξαρτάται κυρίως από το είδος της συντηρήσεως (στην πλάκα A3.c με την καλή συντήρηση η επιτόπου αντοχή είναι πρακτικώς ίδια με την συμβατική αντοχή). Η διασπορά της αντοχής των πυρήνων είναι πολύ αυξημένη και ιδίως στις πλάκες (3 έως 4 φορές μεγαλύτερη από τα συμβατικά δοκίμια). Στις δοκούς η αύξηση της διασποράς είναι μικρότερη (1.5 έως 3 φορές μεγαλύτερη).

Στα υποστυλώματα η μείωση της μέσης αντοχής των πυρήνων είναι συστηματικότερη (Πίνακας 3) αλλά επιπλέον διαφοροποιείται και από την θέση του πυρήνα καθύψος του υποστυλώματος (Σχήμα 1). Λαμβάνοντας υπόψη όλα τα δοκίμια καθύψος, η μέση αντοχή των πυρήνων είναι μειωμένη κατά 5%-20% από την αντοχή των συμβατικών δοκιμίων. Αντιστοίχως η διασπορά είναι αυξημένη κατά 2-3 φορές. Ειδικότερα, συγκρίνοντας πάντα τις αντοχές των πυρήνων με τις αντίστοιχες συμβατικές αντοχές, η μείωση της αντοχής των πυρήνων είναι μικρότερη στην βάση των υποστυλωμάτων από την αντίστοιχη μείωση της αντοχής στην κεφαλή των υποστυλωμάτων. Αυτό κυρίως οφείλεται στην αυξημένη υδροστατική πίεση του νωπού σκυροδέματος στην βάση των υποστυλωμάτων. Η αύξηση της διασποράς της αντοχής των πυρήνων στην βάση υποστυλωμάτων είναι λίγο μεγαλύτερη από την αντίστοιχη αύξηση στην κεφαλή χωρίς όμως αυτό να είναι ιδιαίτερα συστηματικό. Η διαφοροποίηση αυτή μπορεί να οφείλεται τόσο στον τρόπο σκυροδετήσεως (ενδεχόμενη απόμειξη στην βάση) όσο και στην πιο ομοιόμορφη δόνηση στην κεφαλή. Η συσχέτιση της αντοχής των πυρήνων με την θέση-τους καθύψος των υποστυλωμάτων C1 και C2 φαίνεται στα σχήματα 2 και 3 (αντιστ). Η γραμμική παλινδρόμηση μεταξύ της αντοχής των πυρήνων (ανηγμένης στην συμβατική αντοχή $f_{c,cores}/f_{c,stand}$), ως προς την θέση καθύψος (ανηγμένης στο συνολικό ύψος του υποστυλώματος h/h_{tot}) καταλήγει στην σχέση:

$$f_{c,cores}/f_{c,stand} = 0.98 - 0.24 * h/h_{tot}$$

με συντελεστή συσχέτισεως $r^2=0.14$. Η πολύ μικρή τιμή του r^2 υποδηλώνει ότι:

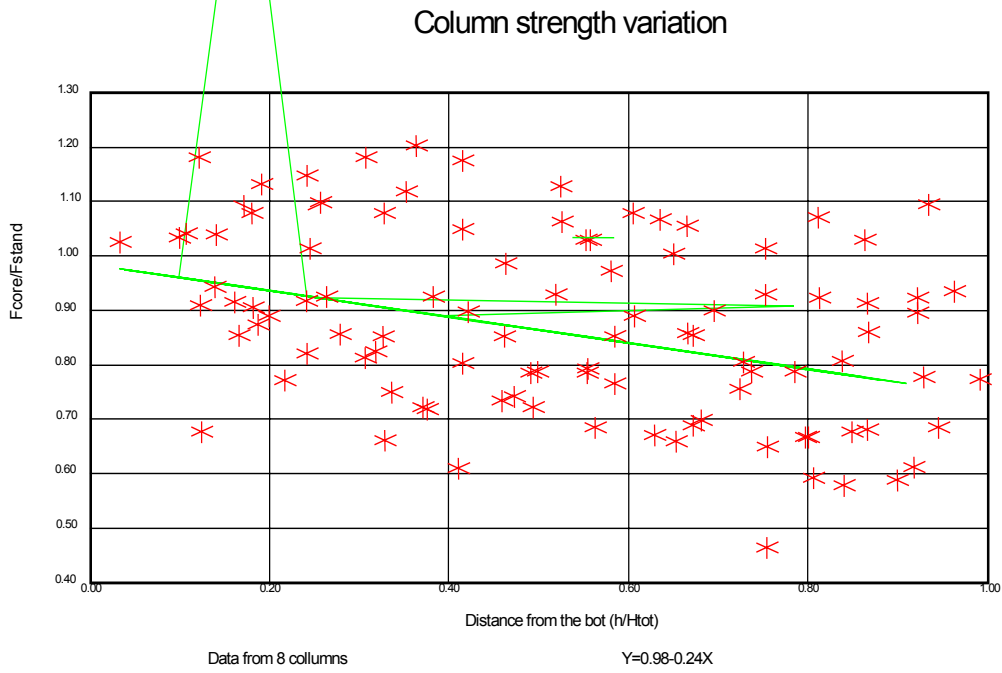
- η επίδραση της απομείξεως του νωπού σκυροδέματος δεν είναι τόσο σημαντική (ιδίως στα ρευστά αντλήσιμα σκυροδέματα)
- οι διασπορές που εισάγονται από τον τρόπο σκυροδετήσεως, συντηρήσεως αλλά και από την πυρηνοληψία είναι πολύ μεγαλύτερες από την αύξηση που προσδίδει η υδροστατική πίεση.

Πίνακας 2 Σύγκριση των συμβατικών δοκιμών με τους πυρήνες από πλάκες και δοκούς

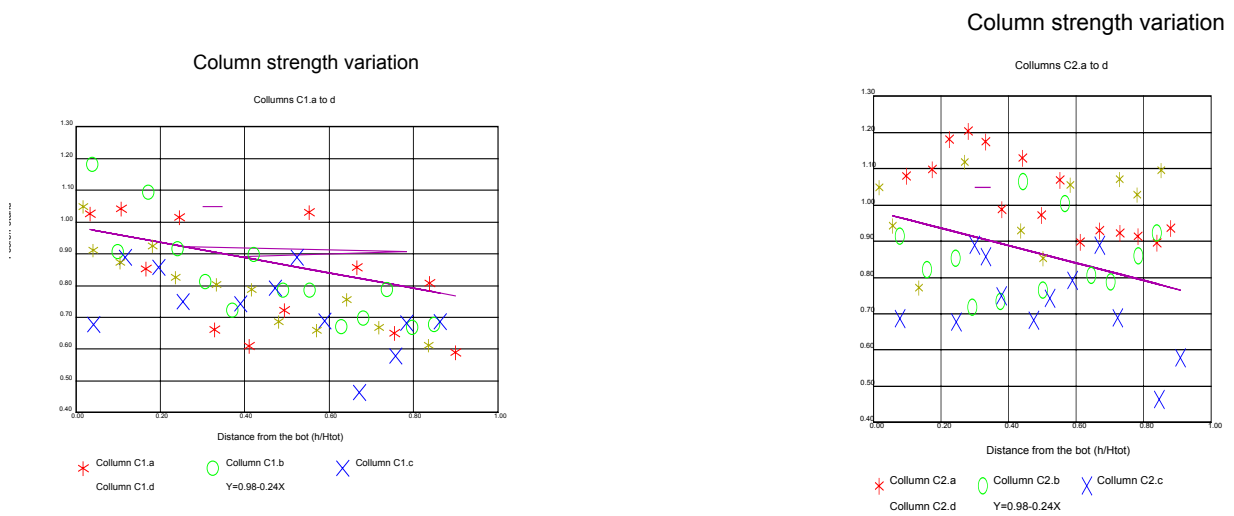
A/A	Συμβατικά δοκίμια		Πυρήνες πλακών		Πυρήνες δοκών		Ονομαστική αντοχή	Παρατηρήσεις
	Μέση τιμή	Τυπική απόκλ.	Μέση τιμή	Τυπική Απόκλ.	Μέση τιμή	Τυπική απόκλ.		
	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	kg/cm ²	
A1	20.69	0.99	20.44	4.09			B 225	Συνήθης διάστρωση
A2, B2	26.65	0.96	24.83	6.33	25.87	3.02	B 225	Συνήθης διάστρωση
A3.a	29.75	1.71	23.39	5.04			B 300	Προσθήκη ύδατος, όχι δονητής
A3.b B3	35.56	1.87	30.87	7.69	30.52	2.87		Συνήθης διάστρωση
A3.c			36.06	7.58				Καλή συντήρηση, όχι δονητής

Πίνακας 3 Σύγκριση των συμβατικών δοκιμών με τους πυρήνες από υποστυλώματα

A/A	Συμβατικά δοκίμια		Πυρήνες υποστυλωμάτων	
	Μέση τιμή	Τυπική απόκλ.	Μέση τιμή	Τυπική απόκλ.
	MPa	MPa	MPa	MPa
C1.a	31.8	1.6	26.1	5.3
C1.b (bot)	31.8	1.6	27.8	4.8
C1.c	29.7	3.0	21.5	3.6
C1.d (bot)	29.7	3.0	24.7	2.3
C1.b (top)	30.1	1.4	21.6	1.5
C1.d (top)	29.8	2.5	21??	1.6
Mean for all C1	31.0	2.2	24.3	4.8
C2.a (bot)	41.3	2.4	45.7	3.5
C2.b (bot)	41.3	2.4	34.6	5.7
C2.c	41.3	2.4	39.5	7.1
C2.d	41.3	2.4	40.5	4.4
C2.a (top)	41.1	1.3	37.5	0.9
C2.b (top)	41.1	1.3	35.2	3.0
Mean for all C2	41.2	2.2	39.5	6.5



Σχήμα 1 Μεταβολή της αντοχής των υποστυλωμάτων συναρτήσει του ύψους.



Σχήμα 2 Μεταβολή της αντοχής των υποστυλωμάτων καθύψους (C1a-d)

Σχήμα 3 Μεταβολή της αντοχής υποστυλωμάτων καθύψους (C2.a-d)

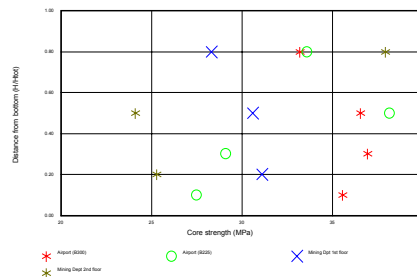
3.2 Πραγματικές κατασκευές

Τα τοιχεία του Αεροδρομίου από τα οποία ελήφθησαν πυρήνες ήσαν δύο διαφορετικών συμβατικών ποιοτήτων: B225 και B300.

Οι πυρήνες από τα τοιχεία στα δύο κτίρια παρουσιάζουν αυξημένη διασπορά, σε σύγκριση με τις κατασκευές στο ΕΩΣ/ΕΜΠ (Πίνακες 4, 5 και 6) επειδή κυρίως προέρχονται από διαφορετικά αναμείγματα / παρτίδες σκυροδέματος. Για τον ίδιο λόγο δεν είναι άμεσα συγκρίσιμα μεταξύ-τους τα αποτελέσματα στην ίδια κατακόρυφη θέση (τα τοιχεία συνήθως σκυροδετούνται με δύο ή τρεις διαδοχικές σκυροδετήσεις στο ύψος ενός ορόφου, με σκυροδέματα τα οποία δεν προέρχονται όλα από το ίδιο όχημα μεταφοράς). Στο Σχήμα 4 έχουν χαραχθεί οι μέσες αντοχές όλων των πυρήνων κάθε στάθμης καθύψους. Οι διασπορές είναι μεγάλες και φαίνεται ότι η τάση αυξήσεως της αντοχής δεν είναι τόσο σαφής όσο στα υποστυλώματα. (Από το Σχήμα 4 φαίνεται επίσης ότι για το πάνω μέρος των τοιχείων συμβατικής ποιότητας B225 θα χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα B300).

Πίνακας 4 Αντοχές πυρήνων (MPa) σε τοιχεία Αεροδρομίου (B300)

Θέση	h/h _{tot}			
	0.1	0.3	0.5	0.8
35	55.90			
36	39.60	18.60		
37	53.90	38.20		
39	24.00	46.50	23.60	
40	35.70	49.60	18.20	
54	29.90			
55	33.10			
57	18.50	23.10		
58	25.50	48.40		
59	23.60	43.30		
60	45.70	33.80	43.30	
61	40.80		53.50	
62	33.80			
63	48.40	30.40	41.40	
64	21.70			
65	31.20	50.30	25.30	
66	35.00			
	43.70		59.10	
	42.20			
	28.90	24.00	27.60	
	25.50			
Μέση τιμή	35.52 33.18	36.93	36.50	
Τυπικ απόκλ	10.84	11.08	14.04	7.36



Σχήμα 4 Μεταβολή της αντοχής καθύψους των τοιχείων

Πίνακας 5 Αντοχές πυρήνων (MPa) σε τοιχία Αεροδρομίου (B225)

Θέση	h/h _{tot}			
	0.1	0.3	0.5	0.8
41	13.10	36.90	38.90	
42	40.30			
43	28.30	19.70		
44	28.60	22.60	39.00	
45	34.40	25.70	49.30	
46	40.00			
47	17.90	15.60	29.90	
48	29.10			
49	31.20		30.60	
50	24.80			
52	23.60			
53	16.90			
	27.00			
	21.00			
	44.60		48.70	
	43.30	54.10	30.60	
Μέση τιμή	27.49	29.10	38.14	
	33.55			
Τυπικ απόκλ	9.46	12.98	7.74	6.77

Πίνακας 6 Αντοχές πυρήνων (MPa) σε τρεις θέσεις καθύψους (h/h_{tot}=0.2, 0.5, 0.8), σε τοιχία της Σχολής Μεταλλειολόγων ΕΜΠ.

Θέση	1ος όροφος			2ος όροφος		
	h/h _{tot} =			h/h _{tot} =		
	0.2	0.5	0.8	0.2	0.5	0.8
1	33.76	31.85	29.30	21.91	24.71	17.83
2	31.46	29.30	22.29	27.01	26.62	23.82
3	44.46	32.36	32.36	26.37	23.95	25.35
4	20.89	16.56	16.05	23.69	20.38	21.53
5	30.45	36.18	29.30	22.04	15.03	27.64
6	27.01	38.22	35.92	26.62	19.11	19.49
7	22.93	22.29	27.01	25.61	22.17	22.17
8	30.83	28.79	21.91	24.71	24.71	
9	30.45	31.59	28.28	28.28	26.11	27.77
10	17.83	18.34	0.00	32.87	19.36	29.43
11	28.41	32.10	26.37	28.66	33.12	29.94
12	34.65	33.76	34.78	00.00	28.15	28.28
13	40.13	40.00	30.96	26.62	24.71	20.00
14	39.62	36.05	29.81	25.99	29.81	23.82
15	33.76	30.83	31.85	20.25	21.78	28.03
16				18.47	26.37	24.46
Μέση τιμή	31.11	30.55	28.30	25.27	24.13	24.64
Τυπικ απόκλ	7.19	6.79	5.35	3.49	4.33	3.71

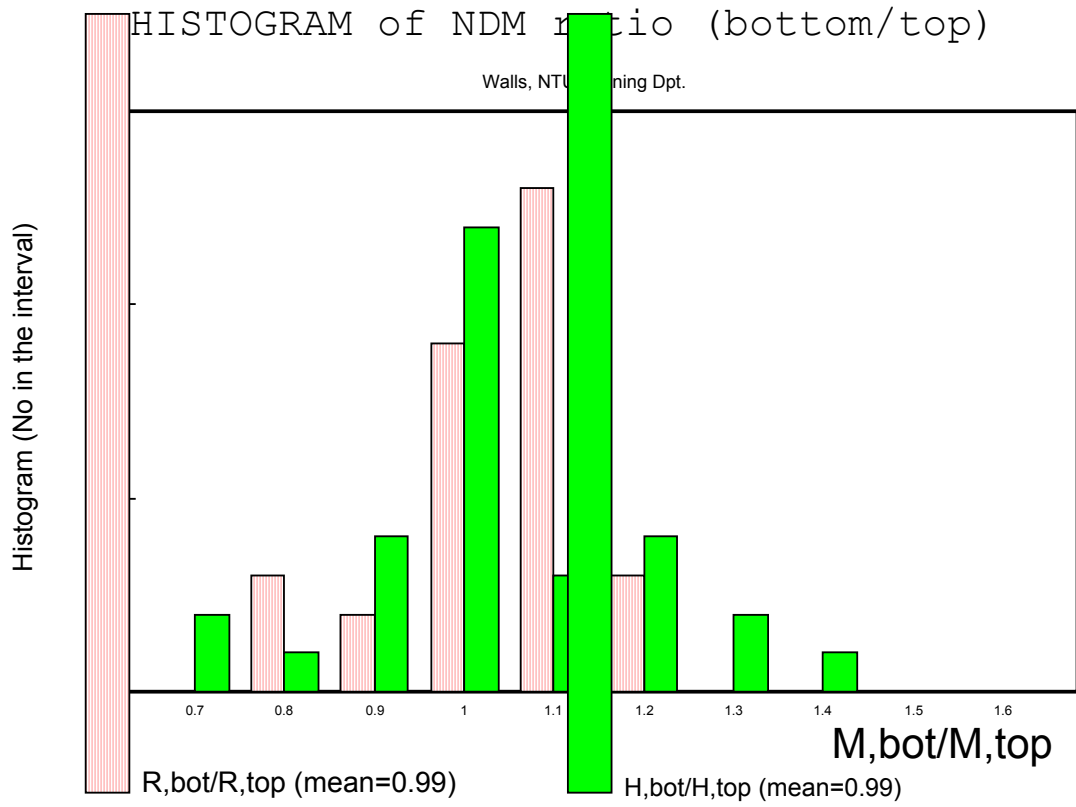
Εκτός από τους πυρήνες χρησιμοποιήθηκαν και έμμεσες μέθοδοι για την μελέτη της μεταβολής της επιτόπου αντοχής καθ΄υψος των υποστυλωμάτων. Στον Πίνακα 7 φαίνονται τα αποτελέσματα των μετρήσεων με τρεις Έμμεσες Μεθόδους (κρουσίμετρο, υπέρηχοι και εξόλκευση ήλου) στην κεφαλή ($\sim 0.85h_{tot}$) και τον πόδα ($\sim 0.15h_{tot}$) των υποστυλωμάτων του Αεροδρομίου. Αντίθετα προς τα αποτελέσματα των πυρήνων σε τοιχία, οι έμμεσες μέθοδοι στα υποστυλώματα δεν εμφανίζουν πρακτικώς καμμία διαφορά της αντοχής καθ΄υψος: τόσο η μέση αντοχή όσο και η τυπική απόκλιση των μετρήσεων είναι περίπου οι ίδιες. Τα ίδια αποτελέσματα εμφανίζονται και στο κτίριο των Μεταλλειολόγων ΕΜΠ (Πίνακας 8). Στο Σχήμα 5 έχουν χαραχθεί ενδεικτικά τα ιστογράμματα των λόγων των μετρήσεως για τα τοιχία του κτιρίου των Μεταλλειολόγων.

Πίνακας 7 Εμμεσες Μέθοδοι σε υποστυλώματα του Αεροδρομίου.

Θέση	ΚΡΟΥΣΙΜΕΤΡΟ		ΥΠΕΡΗΧΟΙ		ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ							
	ΚΑΤΩ	ΑΝΩ	ΚΑΤΩ	ΑΝΩ	ΚΑΤΩ	ΑΝΩ						
	μέση τιμή	τυπικ απόκλ	μέση τιμή	τυπικ απόκλ	μέση τιμή	τυπικ απόκλ	μέση τιμή	τυπικ απόκλ				
45	26.25	1.09	29.75	1.30								
46	26.14	0.99	28.13	1.90								
47	27.33	0.75	27.63	1.11								
48	28.75	1.20	28.57	1.05								
49	29.86	1.12	30.13	0.93								
52	34.25	1.30	35.13	1.17								
53	34.00	0.71	35.00	1.32								
54	28.50	1.73	29.25	1.48								
55	27.83	1.67	28.38	1.32								
56	29.29	1.03	29.63	1.65								
57	33.25	0.97	32.38	1.22								
58	33.25	1.20	32.25	0.66								
59	34.75	1.39	31.75	1.39								
60	32.63	1.41	32.88	0.93								
61	27.38	2.00	29.38	0.99								
62	31.88	1.17	32.38	0.99				1050		50	1050	50
63	32.00	1.22	32.00	1.50				1075	25	1075	75	
64	31.75	1.09	32.63	0.99				1050		50	1150	50
72	31.75	1.30	27.00	0.71	4444	0.00	4301	0.00				
73	30.63	0.99	27.50	0.87	4444	0.00	4545	0.00	1050	50	1050	50
74	29.63	1.32	28.14	0.99	4396	0.00	4348	0.00	1025	25	1125	25
75	30.14	1.25	28.00	1.41	4444	0.00	4396	0.00	1225	25	1075	75
76	31.38	0.99	27.57	0.90	4444	0.00	4301	0.00	1175	25	925	25
77	30.50	1.22	29.75	1.30	4494	0.00	4444	0.00	975	25	850	150
78	28.88	1.05	27.43	0.49	4396	0.00	4301	0.00	1050	50	950	0
79	30.88	1.17	28.25	1.71	4132	0.00	4167	0.00	1200	100	1000	0
80	29.25	0.97	26.75	1.30	4242	0.00	4217	0.00	1175	25	1125	25
81	30.38	0.86	29.50	1.32	4268	0.00	4268	0.00	1100	100	1100	0
82	31.75	0.97	28.88	1.27								
83	29.63	1.32	29.00	1.32	4545	0.00	4494	0.00	975	25	975	25
84	29.75	1.71	28.88	1.54	4348	0.00	4444	0.00	1050	50	950	150
85	29.75	0.97	29.38	0.86	4545	0.00	4598	0.00	1025	75	1150	50
86	28.88	1.17	29.63	1.11	4444	0.00	4444	0.00				
87	29.63	0.86	29.25	1.85	4598	0.00	4651	0.00	1050	50	1075	75
MO	30.35	1.18	29.77	1.20	4412	0.00	4395	0.00	1078	47	1039	52

Πίνακας 8 Λόγοι των μετρήσεων M_{bot}/M_{top} (μέτρηση στην βάση προς την μέτρηση στην κεφαλή) της Εμμεσης μεθόδου M (R= κρουσίμετρο, V= υπέρηχοι, H= Ελληνική Μέθοδος) στο Κτίριο Μεταλλειολόγων.

Θέση	Τοιχία			Υποστυλώματα		
	Εμμεση μέθοδος M R	H	V	Εμμεση Μέθοδος M R	V	H
1	1.16	1.21		0.96	1.08	1.06
2	1.16	1.16		0.96	1.06	0.92
3	1.15	0.68		0.96	0.92	0.99
4	1.09	1.23		1.09	1.04	0.86
5	1.09	0.97		0.94	0.98	0.75
6	1.07	0.91		0.99	0.99	0.85
7	1.06	1.09		1.04	0.98	0.86
8	1.05	1.09		1.11	1.01	1.09
9	1.05	0.96		1.13	1.05	0.95
10	1.04	1.00		0.95	1.07	0.91
11	1.04	1.32		0.92	1.03	0.84
12	1.03	0.61		0.98	0.95	0.80
13	1.03	1.16		1.20	1.02	1.13
14	1.02	1.13			1.05	
15	1.02	0.99		1.05		
16	1.02	1.00		1.07		
17	1.00	0.95		1.27	1.10	1.07
18	1.00	1.18		1.09	1.01	1.21
19	0.99	0.83		1.02	1.09	0.98
20	0.98			0.93	1.09	0.91
21	0.98	0.96				
22	0.98	0.80				
23	0.97	0.92				
24	0.93	0.84				
25	0.92	0.93				
26	0.89	0.92				
27	0.88	0.88				
28	0.76	1.05				
29	0.76	0.95				
30	0.72	0.88				
Μέσος όρος	0.99	0.99		1.03	1.03	0.95
Τυπ. απόκλ	0.11	0.16		0.10	0.05	0.12



Σχήμα 5 Ιστόγραμμα του λόγου EM στην κορυφή και στην βάση τοιχίων (EMΠ).

Τέλος στον Πίνακα 9 φαίνονται οι αντοχές των πυρήνων από πλάκες του Αεροδρομίου και οι αντίστοιχες συμβατικές αντοχές. Παρατηρείται ότι η μείωση της αντοχής των πυρήνων σε σχέση προς την συμβατική αντοχή είναι μεγαλύτερη από την αντίστοιχη μείωση στις πλάκες του ΕΩΣ/ΕΜΠ. Επίσης η διασπορά της αντοχής των πυρήνων είναι πολύ μεγαλύτερη (διάσπρωση, συντήρηση, πολλαπλά αναμείγματα)

Πίνακας 9 Αντοχές πυρήνων f_{cor} (MPa) σε πλάκες του Αεροδρομίου (B300) και αντίστοιχες συμβατικές αντοχές f_{stand} .

Θέση	f_{cor}	f_{stand}
67	15.30	
68	23.60	
69	15.90	
*71	13.00	
89	40.80	
90	49.00	
91	36.40	
92	35.60	
93	53.50	
94	42.00	36.67
95	29.20	42.53
98	23.80	36.68
99	25.30	43.85
100	24.80	43.85
101	35.70	43.85
102	22.90	43.85
Μέση τιμή	30.43	
Τυπικ απόκλ	11.62	

4 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕ ΤΗΝ ΔΙΕΘΝΗ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

4.1 Επιτόπου αντοχή - συμβατική αντοχή

Γενικώς αναφέρεται (Petersons (1971), Τάσιος (1984), Murrey (1987)) ότι ο λόγος f_{insit}/f_{stand} της επιτόπου αντοχής προς την αντίστοιχη συμβατική μπορεί να είναι 0.85 έως 0.95. Ειδικότερα ο Bloem (1968) αναφέρει ότι για πλάκες και ανάλογα με την ποιότητα της σκυροδέτησεως και συντηρήσεως ο λόγος αυτός μπορεί να είναι από 0.65 για κακή σκυροδέτηση και συντήρηση έως 0.9 για καλή σκυροδέτηση και συντήρηση. Το BS6089 (1981) αναφέρει ότι ο λόγος αυτός μπορεί να είναι για πλάκες 0.50 ενώ για υποστυλώματα από 0.50 έως 0.80. Οι Sandvik και Haug (1990) αναφέρουν τέλος ότι σε πυλώνες εξεδρών ανοικτής θάλασσας ο λόγος της επιτόπου αντοχής προς την αντοχή των δοκιμίων μπορεί να είναι από 0.74 έως 1.00 για τις 28 ημέρες, ενώ για τις 90 ημέρες ο λόγος αυτός γίνεται 0.88-1.06. Αντιστοίχως στην παρούσα εργασία βρήκαμε στις εξής τιμές του λόγου f_{insit}/f_{stand} :

- για πλάκες:
 - στο Εργαστήριο: από 1.00 έως 0.85
 - στο Αεροδρόμιο: από 1.10 έως 0.55
- για δοκούς:
 - στο Εργαστήριο: ~0.85
- για υποστυλώματα:
 - στο Εργαστήριο: από 0.95 έως 0.70
 (χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η επίδραση της θέσεως καθύψους)
- για τοιχία:
 - στο Αεροδρόμιο: ~0.92

4.2 Επίδραση της θέσεως καθύψος

Οι Petersons (1971) και Bickley (1992) αναφέρουν ότι για πλάκες ο λόγος της αντοχής στην κορυφή προς την αντοχή στην βάση f_{top}/f_{bot} είναι μεταξύ 0.8 και 0.9, ενώ το BS6089 (1981) αναφέρει 0.75. Στην παρούσα εργασία προέκυψε μια τιμή ~ 0.85 (πλάκα A3.b και A3.c). Ο Petersons (1971) αναφέρει επίσης για δοκούς και υποστυλώματα ότι ο λόγος αυτός είναι πάλι από 0.8 έως 0.9. Ο Τάσιος (1984) αναφέρει ότι για υποστυλώματα ο λόγος αυτός μπορεί να μεταβάλλεται από 0.90 έως 0.70 ενώ το BSI δίνει ως παράδειγμα για τα υποστυλώματα την τιμή ~ 0.87 . Από την παρούσα εργασία ο λόγος αυτός προκύπτει να έχει μεγάλη διασπορά. Η εκτίμησή-του από πυρηνοληψίες έδειξε ότι μπορεί να είναι από 0.70 έως 1.00 ενώ οι μετρήσεις με έμμεσες μεθόδους σε πραγματικές κατασκευές δεν έδωσαν τιμές κοντά στην μονάδα.

4.3 Διασπορά και τυπική απόκλιση της επιτόπου αντοχής σε σχέση προς την συμβατικής αντοχής.

Ο Bloem (1968) αναφέρει ότι η επιτόπου αντοχή έχει περίπου τριπλάσιο συντελεστή διασποράς από την συμβατική αντοχή. Κατά το CP110, όπως αναφέρει ο Murrey (1987), ο συντελεστής διασποράς είναι περίπου 12%, ενώ ο ίδιος αναφέρει ότι ο λόγος των συντελεστών διασποράς είναι περίπου 1.5. Ο Petersons (1971) αναφέρει συντελεστή διασποράς της επιτόπου αντοχής ίσο προς 20%. Τέλος οι Bickley (1992) και Τάσιος (1984) δεν αναφέρονται στον συντελεστή διασποράς αλλά στην τυπική απόκλιση η οποία παίρνει τιμές απ_ N1.0 έως 4.MPa. Οι Sandvik και Haug (1990) αναφέρουν ότι ο συντελεστής διασποράς της επιτόπου αντοχής των επτά ημερών είναι σημαντικά μεγαλύτερος από τον αντίστοιχο των 28 ημερών: για πυλώνες στις 7 ημέρες αναφέρεται συντελεστής διασποράς 25% ο οποίος γίνεται 14% στις 28 ημέρες. Οι αντίστοιχες τιμές για τοιχία είναι 17% και 11% αντίστοιχα. Στην παρούσα εργασία προέκυψαν οι εξής τιμές του συντελεστή διασποράς της επιτόπου αντοχής (εντός παρενθέσεως είναι οι συντελεστές διασποράς των αντιστοιχών συμβατικών δοκιμών):

- για πλάκες: στο Εργαστήριο 20-25% (5%)
 στο Αεροδρόμιο 21% (12%)
- για δοκούς: στο Εργαστήριο 10% (5%)
- για υποστυλώματα: στο Εργαστήριο 15 έως 22% (5%)
 στο Αεροδρόμιο 28% (15%)

Ειδικώς για τα υποστυλώματα, ο συντελεστής διασποράς στην κεφαλή προέκυψε μικρότερος κατά 20% του συντελεστή διασποράς στην βάση του υποστυλώματος.

5. ΠΙΘΑΝΟΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΣΥΣΧΕΤΙΣΗ ΕΠΙΤΟΠΟΥ ΚΑΙ ΣΥΜΒΑΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ

Η επιτόπου αντοχή μπορεί να εκφρασθεί ως συνάρτηση της συμβατικής αντοχής ως εξής:

$$f_{insit} = f_{stand} + E_1 + E_2$$

όπου:

f_{stand} η συμβατική αντοχή του σκυροδέματος όπως αυτή υπολογίζεται από τα συμβατικά δοκίμια. Η συμβατική αντοχή θεωρείται συνήθως ως τυχαία μεταβλητή με κανονική ή λογαριθμοκανονική κατανομή, με μέση τιμή $f_{stand,m}$ και τυπική απόκλιση σ_{stand} .

E_1 τυχαία μεταβλητή με την οποία λαμβάνονται υπόψη τα φυσικά αίτια που προκαλούν την μείωση της επιτόπου αντοχής.

E_2 τυχαία μεταβλητή με την οποία λαμβάνονται υπόψη οι πρόσθετες αβεβαιότητες που εισάγονται κατά την εκτίμηση της επιτόπου αντοχής ανάλογα με την χρησιμοποιούμενη μέθοδο (πυρηνοληψία οι Έμμεσες Μέθοδοι).

Επειδή οι μεταβλητές E_1 και E_2 εκφράζουν τυχαία, μη συστηματικά και αθροιζόμενα σφάλματα, μπορούν να θεωρηθούν ότι έχουν κανονική κατανομή με παραμέτρους (m_1 , σ_1) και (m_2 , σ_2) αντίστοιχως. Οι παράμετροι m_1 και σ_1 εξαρτώνται κυρίως από την συμπίκνωση και την συντήρηση του σκυροδέματος, από το είδος του

δομικού στοιχείου, καθώς επίσης και από την ηλικία του σκυροδέματος. Ενδεικτικές τιμές των m_1 και σ_1 αναφέρθηκαν στις $_F.1$ και 4.3. Οι παράμετροι τέλος m_2 και σ_2 εξαρτώνται κυρίως από την μέθοδο με την οποία εκτιμάται η επιτόπου αντοχή του σκυροδέματος αλλά και από την κατάσταση και το ιστορικό της κατασκευής (βαθμός ενανθρακώσεως, παρουσία υγρασίας, πυρκαγιά κλπ).

Είναι επίσης εύλογο να θεωρηθεί ότι οι παραπάνω τρεις τυχαίες μεταβλητές f_{stand} , E_1 και E_2 είναι πιθανοκώς ανεξάρτητες μεταξύ-τους. Έτσι προκύπτει ότι και η επιτόπου αντοχή είναι μια τυχαία μεταβλητή της οποίας η κατανομή είναι κανονική με μέση τιμή $f_{insit,m}$ και τυπική απόκλιση σ_{insit} . Οι παράμετροι αυτές υπολογίζονται από τις σχέσεις:

$$f_{insit,m} = f_{stand,m} + m_1 + m_2$$

$$\sigma_{insit}^2 = \sigma_{stand}^2 + \sigma_1^2 + \sigma_2^2$$

Οι περισσότεροι κανονισμοί δέχονται ως αντιπροσωπευτική τιμή της αντοχής για τον σχεδιασμό την χαρακτηριστική τιμή, η οποία αντιστοιχεί συνήθως σε ποσοστμόριο 5%. Αν διατίθενται συμβατικά δοκίμια, τότε η χαρακτηριστική αντοχή του σκυροδέματος μπορεί να εκτιμηθεί (με την παραδοχή της κανονικής κατανομής) από την σχέση :

$$f_{ck} = f_{stand,m} - 1.64 * \sigma_{stand}$$

Στις περιπτώσεις όμως όπου δεν διατίθενται συμβατικά δοκίμια, τότε η εκτίμηση της χαρακτηριστικής αντοχής πρέπει να γίνει με έμμεσο τρόπο από την επιτόπου αντοχή. Με τις μετρήσεις αντοχής στην κατασκευή μπορούμε να εκτιμήσουμε τις παραμέτρους της επιτόπου αντοχής $f_{insit,m}$ και σ_{insit} και στην συνέχεια την χαρακτηριστική αντοχή f_{ck} :

$$f_{ck} = [f_{insit,m} - (m_1 + m_2)] - 1.64 * \sqrt{\sigma_{insit}^2 - (\sigma_1^2 + \sigma_2^2)}$$

Επειδή οι αβεβαιότητες είναι μεγάλες συνιστάται η χρήση περισσότερων μιας εμμέσων μεθόδων. Για τον περιορισμό των αβεβαιοτήτων των εμμέσων μεθόδων, πρέπει να βαθμονομούνται οι ερμηνευτικές καμπύλες με πυρήνες. Στην συνέχεια πρέπει να γίνει εκτίμηση των παραμέτρων m_1 , σ_1 , m_2 και σ_2 . Για τον σκοπό αυτό, λαμβάνονται υπόψη οι παράγοντες που επηρεάζουν τις παραμέτρους αυτές, αξιολογούνται οι επιτόπου μετρήσεις καθώς και τα ποσοτικά στοιχεία όπως π.χ. αυτά των προηγούμενων παραγράφων 3 και 4.

6 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην εργασία αυτή μελετήθηκε η διαφοροποίηση της επιτόπου αντοχής από την συμβατική αντοχή. Ποσοτικοποιήθηκε η επίδραση ορισμένων παραγόντων (παράγραφος 3) όπως το είδος του δομικού στοιχείου, ο τύπος της συντηρήσεως της κατασκευής, η θέση καθύψους. Τέλος προτείνεται (παρ 5) ένα πιθανοκτικό προσομοίωμα για την εκτίμηση της συμβατικής αντοχής από την επιτόπου αντοχή. Σημαντική όμως περαιτέρω έρευνα απαιτείται για την ποσοτικοποίηση όλων των παραγόντων που επηρεάζουν την επιτόπου αντοχή.

7 ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η εργασία αυτή έγινε στα πλαίσια ερευνητικού προγράμματος, το οποίο συγχρηματοδοτήθηκε από την Γενική Γραμματεία Έρευνας και Τεχνολογίας (ΓΓΕΤ), την Πανελλήνια Ένωση Διπλωματούχων Μηχανικών και Εργοληπτών Δημοσίων Έργων (ΠΕΔΜΕΔΕ), τον Σύνδεσμο Ανωνύμων Τεχνικών Εταιρειών (ΣΑΤΕ) και τον Σύνδεσμο Ελληνικών Βιομηχανιών Ετοιμού Σκυροδέματος (ΣΕΒΕΣ) προς τους οποίους εκφράζονται ευχαριστίες.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Bickley J.A (1992) The variability of pullout tests and in place concrete strength, Concrete International, No 04, 44- 51

- [2] Bloem D.L (1968) Concrete strength in structures. ACI Journ, No 03, 176-187
- [3] BSI (1981), Assessment of concrete strength in existing structures, BS 6089, 13p
- [4] Kambougieris J. (1993). Influence of high temperature to concrete. Estimation of in-situ concrete strength. MsC thesis National Technical University of Athens, 184p.
- [5] Maravelias Chr. (1991). Correlation between standard strength and insitu strength. MsC thesis National Technical University of Athens, 163p.
- [6] Murrey A.McC- Long A.E (1987). A study of insitu variability of concrete using the pull off method. Proc Inst Civ Eng, Part 2 83, /12, 731-745
- [7] Petersons N (1971). Recommendations for estimation of quality of concrete in finished structures. Mater Constr vol 4 no 24, 379-396
- [8] Sandvik M Haug A.K (1990). Insitu strength of concrete in offshore structures, 295-297, Nordic Concrete
- [9] Tassios T.P (1984). Uncertainties of in structure assessment of concrete strength. ACI Symposium 4-9/3/84 Phoenix Ariz, 22p
- [10] Tassios T.P., Trezos C.T., Maravelias Chr. (1991) Reliability of Non Destructive Methods in assessing in situ strength of concrete structures. Research report. Laboratory of Reinforced Concrete, National Technical University of Athens.