

POLITECNICO DI MILANO

Facoltà di ingegneria

Tesi di Laurea in ingegneria Civile indirizzo Strutturale



ANALISI SPERIMENTALE DI SOLETTE COMPOSTE IN ACCIAIO E
CALCESTRUZZO E CONSIDERAZIONI TEORICHE SUI MECCANISMI
DI ADERENZA

Relatore : Prof. Ing. Claudio BERNUZZI

Correlatore : Ing. Benedetto CORDOVA

Tesi di Laurea di:

Niccolò VIGOTTI

Matricola n. 725136

Anno accademico 2009-2010

PRESENTAZIONE DEL LAVORO

Le solette composte acciaio – calcestruzzo, componenti strutturali piane, ottenute accoppiando una lamiera grecata con un getto di conglomerato cementizio, sono state introdotte negli Stati Uniti a partire dagli anni '30 e da allora hanno avuto una grande diffusione in tutto il mondo industrializzato. I vantaggi di questo sistema costruttivo sono legati oltre che all'intrinseca leggerezza anche alla rapidità e semplicità di esecuzione, che ne hanno favorito l'utilizzo particolarmente negli edifici multipiano, in associazione con sistemi intelaiati in acciaio. In Italia, l'interesse per queste strutture, come alternativa ai solai alleggeriti in calcestruzzo armato tradizionali, si è sviluppato solo di recente ed ha portato all'introduzione di specifiche indicazioni progettuali nell'ultima stesura delle Istruzioni CNR 10016 "*Strutture composte in acciaio e calcestruzzo istruzioni per l'impiego nelle costruzioni*". Altre indicazioni per quanto riguarda la realizzazione e le verifiche sono presenti all'interno delle *Norme tecniche per le costruzioni integrate con la circolare applicativa (D.M: 14 gennaio 2008, Circolare 2 febbraio 2009, n.617, C.S.LL.PP.)*, nel paragrafo §4.2.6. Vari aspetti del comportamento di questo tipo di struttura sono ancora oggetto di studio e di indagini sperimentali, finalizzati alla definizione di adeguati modelli di previsione.

In questo lavoro vengono illustrati i fondamentali metodi di calcolo, facendo riferimento alle ricerche sperimentali finora condotte e alle attuali prescrizioni normative.

In primo luogo verrà effettuata una valutazione della resistenza delle solette e verranno costruiti alcuni diagrammi per la valutazione teorica della resistenza.

Inoltre, data la vasta gamma di prove effettuate e quindi di dati disponibili, si potrà procedere con un confronto sui dati sperimentali acquisiti basato principalmente su:

- Caratteristiche (o capacità) della soletta in base alle caratteristiche dei materiali utilizzati
- Caratteristiche (o capacità) della soletta in base alla geometria

Di seguito si potranno individuare quali parametri influenzano maggiormente la resistenza di questo tipo di solette.

Si porrà inoltre particolare attenzione alle problematiche emerse durante la realizzazione delle prove sperimentali.

INDICE

PRESENTAZIONE DEL LAVORO.....	2
INDICE DELLE FIGURE.....	5
INDICE DELLE TABELLE.....	9
CAPITOLO 1: CENNI INTRODUTTIVI DI CARATTERE GENERALE	11
1.1 INTRODUZIONE.....	11
1.2 DISPOSITIVI DI ADERENZA	13
1.3 RICHIAMI TEORICI	15
1.4 DESCRIZIONE DELL' ATTIVITÀ SVOLTA DI SEGUITO	16
CAPITOLO 2: SOLAI COMPOSTI IN LAMIERA GRECATA E CALCESTRUZZO.....	17
2.1 MODELLI DI COMPORTAMENTO A ROTTURA: INTRODUZIONE	17
2.2 STATO DELL' ARTE DELLE PROVE SULLE SOLETTE COMPOSTE IN ITALIA.....	38
CAPITOLO 3 : NORMATIVA EUROCODICE 4 E NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI	39
3.1 GENERALITÀ.....	39
3.2 LAMIERA GRECATA AGENTE COME CASSERO	42
3.2.1 Azioni.....	42
3.2.2 Verifiche di resistenza	43
3.3 SOLAIO COMPOSTO	54
3.3.1 Analisi dei carichi e delle sollecitazioni	54
3.3.2 Verifiche di resistenza.....	55
3.4 PROVE SUI SOLAI COMPOSTI.....	62
3.4.1 Preparazione del provino [UNI ENV 1994-1-1 Annex B.3.3]	63
3.4.2 Schema e preparazione della prova [UNI ENV 1994-1-1 Annex B.3.3].....	64
3.4.3 Procedimento della prova di carico [UNI ENV 1994-1-1 Annex B.3.4]	65
3.4.4 Prove per la determinazione dei valori $m - k$ [UNI ENV 1994-1-1 Annex B.3.4].....	66
3.4.5 Prove per la determinazione del valore τ_u [UNI ENV 1994-1-1 Annex B.3.4]	67
CAPITOLO 4: APPARECCHIATURE DI PROVA.....	71
ATTUATORE.....	72
TESTE SNODABILI	75
SERVOVALVOLE: CICLO INTERNO E CICLO ESTERNO	77
TRASDUTTORI INDUTTIVI DI SPOSTAMENTO	79
CAPITOLO 5: LA SPERIMENTAZIONE SVOLTA: PROVE DI FLESSIONE SU PROTOTIPI A GRANDEZZA REALE DI SOLETTE COMPOSTE	83
5.1 GENERALITÀ	83
5.2 PARAMETRI DELLE PROVE	84
5.3 PREPARAZIONE DELLE PROVE	88
5.4 PROCEDURA DELLA PROVA	91
5.5 RISULTATI DELLE PROVE.....	92
5.5.1 Stato della soletta a fine prova	92
5.5.2 Elaborazione dei risultati: grafici e valori di carico ultimo	93
5.5.2 Risultati delle prove – ditta D	95
5.5.2 Risultati delle prove – ditta E.....	98
5.6 RISULTATI DELLE PROVE PRECEDENTEMENTE CONDOTTE	102
5.6.1 Risultati delle prove – ditta A.....	102
5.6.2 Risultati delle prove – ditta B.....	105
5.6.3 Risultati delle prove – ditta C.....	108
5.7 PRIMO CONFRONTO ED ANALISI DEI DATI OTTENUTI.....	111
5.7.1 Solette con lamiera 55	111
5.7.2 Solette con lamiera 75	114
CAPITOLO 6: ANALISI NORMATIVA DEI RISULTATI SPERIMENTALI	117
6.1 GENERALITÀ	117
6.2 INTERPRETAZIONE DEI DATI SPERIMENTALI E CONFRONTO FRA I RISULTATI OTTENUTI	118
6.2.1 Elaborazioni dei risultati delle solette delle ditte A, B, C, D, E con il metodo dell' interazione parziale ..	118

6.2.2. Elaborazioni dei risultati delle solette delle ditte D, E con il metodo m-k.....	142
CAPITOLO 7: ANALISI CRITICA DELLA SPERIMENTAZIONE EFFETTUTATA.....	146
7.1 GENERALITÀ	146
7.2 CONSIDERAZIONE SUI PROCESSI DI LAVORAZIONE A FREDDO IN RELAZIONE ALLE CARATTERISTICHE DI BASE DEL MATERIALE	146
7.3 CONSIDERAZIONE SULL'INFLUENZA DELLA RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO SULLA RESISTENZA DELLA SOLETTA COLLABORANTE.....	154
7.4 CONSIDERAZIONE SULL'INFLUENZA DELLA ALTEZZA TOTALE DELLA SOLETTA SULLA RESISTENZA DELLA SOLETTA COLLABORANTE	156
7.5 CONSIDERAZIONE SUL MECCANISMO DI ADERENZA	158
CAPITOLO 8: CONCLUSIONI E INDICAZIONI PER LE FUTURE RICERCHE	161
BIBLIOGRAFIA	163

INDICE DELLE FIGURE

FIGURA 1.1.1 - DISTRIBUZIONE DEGLI SFORZI NEL CASO DI INTERAZIONE ASSENTE E IN CASO DI COMPLETA INTERAZIONE.....	13
FIGURA 1.2.2 - CONNESSIONE PER INGRANAMENTO MECCANICO	14
FIGURA 1.2.3 - CONNESSIONE PER ATTRITO	14
FIGURA 1.2.4 - CONNETTORI ALLE ESTREMITÀ.....	14
FIGURA 2.1.1 - LAMIERA TRAPEZOIDALE CON BUGNATURE	17
FIGURA 2.1.2 - LAMIERA CON GEOMETRIA RIENTRANTE.....	17
FIGURA 2.1.3 - LUNGHEZZA DI TAGLIO	19
FIGURA 2.1.4 - INSTABILITÀ DELLE ANIME DELLA LAMIERA.....	24
FIGURA 2.1.5 - SEZIONE DELLA SOLETTA COMPOSTA E DISTRIBUZIONE DELLE FORZE (LUTTRELL E PRASANNAN 1984)	25
FIGURA 2.5 – ESEMPI DI TEST DI TIPO PUSH – OFF	26
FIGURA 2.6 – TIPICO GRAFICO $M - K$ (PORTER E EKBERG 1975).....	33
FIGURA 2.7 – DIAGRAMMA DI INTERAZIONE PARZIALE (BODE E SAUERBORN 1992).....	34
FIGURA 3.1.1 – DIMENSIONI DELLA LAMIERA E DELLA SOLETTA	40
FIGURA 3.1.2 – LUNGHEZZE MINIME DI APPOGGIO.....	41
FIGURA 3.2.1.1 – LAMIERA CON PROFILO GEOMETRICO TRAPEZOIDALE CON FLANGE ED ANIME IRRIGIDITE.....	44
FIGURA 3.2.1.2 – PUNTO MEDIO DELLA CURVATURA	44
FIGURA 3.2.1.3 – CARATTERISTICHE FLANGIA COMPRESSA.....	45
FIGURA 3.2.1.4 – ALTEZZA DELL’ANIMA	45
FIGURA 3.2.1.5 – SEZIONE TRASVERSALE	45
PER IL CALCOLO DI AS.....	45
FIGURA 3.2.1.6 (A)	46
FIGURA 3.2.1.6 (B)	47
FIGURA 3.2.1.6 (C)	47
FIGURA 3.2.1.7 SEZIONE TRASVERSALE PER LA DETERMINAZIONE DI I_s	48
FIGURA 3.2.1.8 – SEZIONE TRASVERSALE EFFICACE DELLE ANIME DI UNA LAMIERA TRAPEZOIDALE	48
FIGURA 3.2.1.10 – ANDAMENTO DEL MOMENTO FLETTENTE IN FUNZIONE DELLA SNELLEZZA	51
FIGURA 3.2.1.11 – SEZIONE TRASVERSALE EFFICACE PER LA RESISTENZA AL MOMENTO FLETTENTE	52
FIGURA 3.3.2.1 – ANDAMENTO DELLE TENSIONI PER MOMENTO POSITIVO SE L’ASSE NEUTRO È AL DI SOPRA DELLA LAMIERA.....	56
FIGURA 3.3.2.2 – ANDAMENTO DELLE TENSIONI PER MOMENTO FLETTENTE POSITIVO SE L’ASSE NEUTRO TAGLIA LA LAMIERA.....	58
FIGURA 3.4.2.1 – ORGANIZZAZIONE DELLA PROVA.....	65
FIGURA 3.4.4.1 – VALUTAZIONE DEI RISULTATI DI PROVA.....	67
FIGURA 3.4.5.1 – DETERMINAZIONE DEL GRADO DI COLLEGAMENTO A TAGLIO DA M_{TEST}	68
FIGURA 4.1 – CONFIGURAZIONE DEL MARTINETTO.....	72
FIGURA 4.2 – PARTICOLARE DELL’ASTA DEL PISTONE	73
FIGURA 4.2-PARTICOLARE DELL’ ASTA DEL PISTONE DURANTE LA PROVA.....	74
FIGURA 4.5 – TESTE SNODABILI	75
FIGURA 3.6 – PARTICOLARE DELLA TESTA SNODABILE DURANTE LA PROVA.....	76
FIGURA 4.7 – SERVOVALVOLA DELLA MTS SERIE 252.....	77
FIGURA 4.8 – SCHEMA DI UN SISTEMA A CICLO CHIUSO	78
FIGURA 4.9 – TRASDUTTORE INDUTTIVO DI SPOSTAMENTO RETTILINEO LVDT	79
FIGURA 4.10 – SCHEMA DI FUNZIONAMENTO DEL TRASDUTTORE	80
FIGURA 4.11 – VISTA LATERALE DELLA PROVA: PARTICOLARE POSIZIONE DEI TRASDUTTORI PER L’ ABBASSAMENTO IN MEZZERIA E PER LO SCORRIMENTO RELATIVO ACCIAIO-CLS.....	81
FIGURA 4.12 – PARTICOLARE: POSIZIONE DEI TRASDUTTORI PER LO SCORRIMENTO RELATIVO ACCIAIO-CLS.....	82
FIGURA 4.13–PARTICOLARE :POSIZIONE DEI TRASDUTTORI PER L’ ABBASSAMENTO IN MEZZERIA.....	82
FIGURA 4.2.1 LAMIERA 55 , DITTA D	85
FIGURA 5.2.2 LAMIERA 75, DITTA D	85
FIGURA 5.2.3 LAMIERA 55 , DITTA E	87
FIGURA 5.2.4 LAMIERA 75 , DITTA E	87
FIGURA 5.2.5 ANDAMENTO DEL MOMENTO E DEL TAGLIO DATI DALLA DISTRIBUZIONE DI CARICO DELLE PROVE	87
FIGURA 5.3.2 APPOGGIO CERNIERA	88
FIGURA 5.3.3 APPOGGIO CARRELLO.....	88

FIGURA 5.3.1 CAVALLETTI	88
FIGURA 5.3.5 IMPERFEZIONI DI PLANARITÀ DELLA SOLETTA	89
FIGURA 5.3.4 PARTICOLARE : SQUADRETTE PER IL POSIZIONAMENTO DEI TRASDUTTORI ALLE SEZIONI DI ESTREMITÀ	89
FIGURA 5.3.5 STRUMENTO PER LA VERIFICA DI TARATURA DEI TRASDUTTORI	89
FIGURA 5.3.7 SOLETTA MONTATA PRONTA PER LA PROVA	90
FIGURA 5.5.2 FESSURA DIAGONALE PER ROTTURA A FLESSIONE	92
FIGURA 5.5.1 FESSURA VERTICALE PER ROTTURA A FLESSIONE	92
FIGURA 5.5.3 SCORRIMENTO LAMIERA CALCESTRUZZO	92
FIGURA 5.5.4 DISTACCAMENTO LATERALE DELLA LAMIERA DAL CALCESTRUZZO	93
FIGURA 5.5.5 FESSURA IN CASO DI NON PLANARITÀ DELLA SOLETTA	93
FIGURA 5.5.6 GRAFICO RELATIVO ALL' ABBASSAMENTO IN MEZZERIA DURANTE PROVA MONOTONA.....	94
FIGURA 5.5.7 GRAFICO RELATIVO ALLO SCORRIMENTO LAMIERA-CALCESTRUZZO	94
FIGURA 5.5.8 GRAFICO RELATIVO ALL' ABBASSAMENTO IN MEZZERIA DURANTE UNA PROVA CICLICA.....	95
FIGURA 5.5.9 GRAFICO CARICO ULTIMO-LUNGHEZZA RELATIVO ALLE PROVE MONOTONE E CICLICHE – DITTA D – LAMIERA 55.....	96
FIGURA 5.5.10 GRAFICO CARICO ULTIMO-LUNGHEZZA RELATIVO ALLE PROVE MONOTONE E CICLICHE – DITTA D – LAMIERA 75.....	97
FIGURA 5.5.11 GRAFICO MOMENTO ULTIMO-LUNGHEZZA RELATIVO ALLE PROVE MONOTONE E CICLICHE – DITTA D – LAMIERA 55.....	97
FIGURA 5.5.12 GRAFICO MOMENTO ULTIMO-LUNGHEZZA RELATIVO ALLE PROVE MONOTONE E CICLICHE – DITTA D – LAMIERA 75.....	98
FIGURA 5.5.11 GRAFICO CARICO ULTIMO-LUNGHEZZA RELATIVO ALLE PROVE MONOTONE E CICLICHE – DITTA E – LAMIERA 55.....	99
FIGURA 5.5.12 GRAFICO CARICO ULTIMO-LUNGHEZZA RELATIVO ALLE PROVE MONOTONE E CICLICHE – DITTA E – LAMIERA 75.....	100
FIGURA 5.5.13 GRAFICO MOMENTO ULTIMO-LUNGHEZZA RELATIVO ALLE PROVE MONOTONE E CICLICHE – DITTA E – LAMIERA 55.....	100
FIGURA 5.5.14 GRAFICO MOMENTO ULTIMO-LUNGHEZZA RELATIVO ALLE PROVE MONOTONE E CICLICHE – DITTA E – LAMIERA 75.....	101
FIGURA 5.6.1 GRAFICO CARICO ULTIMO-LUNGHEZZA RELATIVO ALLE PROVE MONOTONE E CICLICHE – DITTA A – LAMIERA 55.....	103
FIGURA 5.6.2 GRAFICO CARICO ULTIMO-LUNGHEZZA RELATIVO ALLE PROVE MONOTONE E CICLICHE – DITTA A – LAMIERA 75.....	103
FIGURA 5.6.3 GRAFICO MOMENTO ULTIMO-LUNGHEZZA RELATIVO ALLE PROVE MONOTONE E CICLICHE – DITTA A – LAMIERA 55.....	104
FIGURA 5.6.4 GRAFICO MOMENTO ULTIMO-LUNGHEZZA RELATIVO ALLE PROVE MONOTONE E CICLICHE – DITTA A – LAMIERA 75.....	104
FIGURA 5.6.5 GRAFICO CARICO ULTIMO-LUNGHEZZA RELATIVO ALLE PROVE MONOTONE E CICLICHE – DITTA B – LAMIERA 55.....	106
FIGURA 5.6.6 GRAFICO CARICO ULTIMO-LUNGHEZZA RELATIVO ALLE PROVE MONOTONE E CICLICHE – DITTA B – LAMIERA 75.....	106
FIGURA 5.6.7 GRAFICO MOMENTO ULTIMO-LUNGHEZZA RELATIVO ALLE PROVE MONOTONE E CICLICHE – DITTA B – LAMIERA 55.....	107
FIGURA 5.6.7 GRAFICO MOMENTO ULTIMO-LUNGHEZZA RELATIVO ALLE PROVE MONOTONE E CICLICHE – DITTA B – LAMIERA 75.....	107
FIGURA 5.6.8 GRAFICO CARICO ULTIMO-LUNGHEZZA RELATIVO ALLE PROVE MONOTONE E CICLICHE – DITTA C – LAMIERA 55.....	109
FIGURA 5.6.9 GRAFICO CARICO ULTIMO-LUNGHEZZA RELATIVO ALLE PROVE MONOTONE E CICLICHE – DITTA C – LAMIERA 75.....	109
FIGURA 5.6.10 GRAFICO MOMENTO ULTIMO-LUNGHEZZA RELATIVO ALLE PROVE MONOTONE E CICLICHE – DITTA C – LAMIERA 55.....	110
FIGURA 5.6.11 GRAFICO MOMENTO ULTIMO-LUNGHEZZA RELATIVO ALLE PROVE MONOTONE E CICLICHE – DITTA C – LAMIERA 75.....	110
FIGURA 5.7.1 GRAFICO CARICO ULTIMO - LUNGHEZZA DELLA SOLETTA: CONFRONTO TRA LE 5 DITTE COSTRUTTRICI – 55 - PROVE MONOTONE	111
FIGURA 5.7.2 GRAFICO CARICO ULTIMO - LUNGHEZZA DELLA SOLETTA: CONFRONTO TRA LE 5 DITTE COSTRUTTRICI – 55 - PROVE CICLICHE	111

FIGURA 5.7.3 GRAFICO MOMENTO ULTIMO - LUNGHEZZA DELLA SOLETTA: CONFRONTO TRA LE 5 DITTE COSTRUTTRICI – 55 - PROVE MONOTONE.....	113
FIGURA 5.7.4 GRAFICO MOMENTO ULTIMO - LUNGHEZZA DELLA SOLETTA: CONFRONTO TRA LE 5 DITTE COSTRUTTRICI – 55 - PROVE CICLICHE	113
FIGURA 5.7.5 GRAFICO CARICO ULTIMO - LUNGHEZZA DELLA SOLETTA: CONFRONTO TRA LE 5 DITTE COSTRUTTRICI – 75 - PROVE MONOTONE	114
FIGURA 5.7.6 GRAFICO CARICO ULTIMO - LUNGHEZZA DELLA SOLETTA: CONFRONTO TRA LE 5 DITTE COSTRUTTRICI – 75 - PROVE CICLICHE	114
FIGURA 5.7.7 GRAFICO MOMENTO ULTIMO - LUNGHEZZA DELLA SOLETTA: CONFRONTO TRA LE 5 DITTE COSTRUTTRICI – 75 - PROVE MONOTONE	116
FIGURA 5.7.8 GRAFICO MOMENTO ULTIMO - LUNGHEZZA DELLA SOLETTA: CONFRONTO TRA LE 5 DITTE COSTRUTTRICI – 75 - PROVE CICLICHE	116
FIGURA 6.2.1 DOMINIO RESISTENTE CON METODO DELL’ INTERAZIONE PARZIALE – DITTA A – LAMIERA 55.....	121
FIGURA 6.2.2 GRAFICO TAGLIO LONGITUDINALE LUNGHEZZA DI TAGLIO – DITTA A – LAMIERA 55 – PROVE MONOTONE	122
FIGURA 6.2.3 GRAFICO TAGLIO LONGITUDINALE LUNGHEZZA DI TAGLIO – DITTA A – LAMIERA 55 – PROVE CICLICHE	123
FIGURA 6.2.4 DOMINIO RESISTENTE CON METODO DELL’ INTERAZIONE PARZIALE – DITTA B – LAMIERA 55.....	124
FIGURA 6.2.5 GRAFICO TAGLIO LONGITUDINALE LUNGHEZZA DI TAGLIO – DITTA B – LAMIERA 55 – PROVE MONOTONE	125
FIGURA 6.2.6 GRAFICO TAGLIO LONGITUDINALE LUNGHEZZA DI TAGLIO – DITTA B – LAMIERA 55 – PROVE CICLICHE.....	125
FIGURA 6.2.7 DOMINIO RESISTENTE CON METODO DELL’ INTERAZIONE PARZIALE – DITTA C – LAMIERA 55.....	126
FIGURA 6.2.8 GRAFICO TAGLIO LONGITUDINALE LUNGHEZZA DI TAGLIO – DITTA C – LAMIERA 55 – PROVE MONOTONE	127
FIGURA 6.2.9 GRAFICO TAGLIO LONGITUDINALE LUNGHEZZA DI TAGLIO – DITTA C – LAMIERA 55 – PROVE CICLICHE	127
FIGURA 6.2.10 DOMINIO RESISTENTE CON METODO DELL’ INTERAZIONE PARZIALE – DITTA D – LAMIERA 55.....	128
FIGURA 6.2.11 GRAFICO TAGLIO LONGITUDINALE LUNGHEZZA DI TAGLIO – DITTA D – LAMIERA 55 – PROVE MONOTONE	129
FIGURA 6.2.12 GRAFICO TAGLIO LONGITUDINALE LUNGHEZZA DI TAGLIO – DITTA D – LAMIERA 55 – PROVE CICLICHE	129
FIGURA 6.2.13 DOMINIO RESISTENTE CON METODO DELL’ INTERAZIONE PARZIALE – DITTA E – LAMIERA 55	130
FIGURA 6.2.14 GRAFICO TAGLIO LONGITUDINALE LUNGHEZZA DI TAGLIO – DITTA E – LAMIERA 55 – PROVE MONOTONE	131
FIGURA 6.2.15 GRAFICO TAGLIO LONGITUDINALE LUNGHEZZA DI TAGLIO – DITTA E – LAMIERA 55 – PROVE CICLICHE	131
FIGURA 6.2.16 DOMINIO RESISTENTE CON METODO DELL’ INTERAZIONE PARZIALE – DITTA A – LAMIERA 75.....	132
FIGURA 6.2.17 GRAFICO TAGLIO LONGITUDINALE LUNGHEZZA DI TAGLIO – DITTA A – LAMIERA 75 – PROVE MONOTONE	133
FIGURA 6.2.18 GRAFICO TAGLIO LONGITUDINALE LUNGHEZZA DI TAGLIO – DITTA A – LAMIERA 75 – PROVE CICLICHE	133
FIGURA 6.2.19 DOMINIO RESISTENTE CON METODO DELL’ INTERAZIONE PARZIALE – DITTA B – LAMIERA 75.....	134
FIGURA 6.2.20 GRAFICO TAGLIO LONGITUDINALE LUNGHEZZA DI TAGLIO – DITTA B – LAMIERA 75 – PROVE MONOTONE	135
FIGURA 6.2.21 GRAFICO TAGLIO LONGITUDINALE LUNGHEZZA DI TAGLIO – DITTA B – LAMIERA 75 – PROVE CICLICHE	135
FIGURA 6.2.22 DOMINIO RESISTENTE CON METODO DELL’ INTERAZIONE PARZIALE – DITTA C – LAMIERA 75.....	136
FIGURA 6.2.22 GRAFICO TAGLIO LONGITUDINALE LUNGHEZZA DI TAGLIO – DITTA C – LAMIERA 75 – PROVE MONOTONE	137
FIGURA 6.2.23 GRAFICO TAGLIO LONGITUDINALE LUNGHEZZA DI TAGLIO – DITTA C – LAMIERA 75 – PROVE CICLICHE	137
FIGURA 6.2.24 DOMINIO RESISTENTE CON METODO DELL’ INTERAZIONE PARZIALE – DITTA D – LAMIERA 75.....	138
FIGURA 6.2.25 GRAFICO TAGLIO LONGITUDINALE LUNGHEZZA DI TAGLIO – DITTA D – LAMIERA 75 – PROVE MONOTONE	139
FIGURA 6.2.26 GRAFICO TAGLIO LONGITUDINALE LUNGHEZZA DI TAGLIO – DITTA D – LAMIERA 75 – PROVE CICLICHE	139
FIGURA 6.2.27 DOMINIO RESISTENTE CON METODO DELL’ INTERAZIONE PARZIALE – DITTA E – LAMIERA 75	140
FIGURA 6.2.28 GRAFICO TAGLIO LONGITUDINALE LUNGHEZZA DI TAGLIO – DITTA E – LAMIERA 75 – PROVE MONOTONE	141

FIGURA 6.2.29 GRAFICO TAGLIO LONGITUDINALE LUNGHEZZA DI TAGLIO – DITTA E – LAMIERA 75 – PROVE CICLICHE	141
FIGURA 6.2.30 CONFRONTO METODO M-K, P.I. E RISULTATI SPERIMENTALI – DITTA D – LAMIERA 55.....	144
FIGURA 7.2.1: NASTRO DI LAMIERA PIANA	147
FIGURA 7.2.2: FASE DEL PROCESSO CHE REALIZZA LE BUGNATURE SULLA LAMIERA	147
FIGURA 7.2.3: LAMIERA ALL’USCITA DAI RULLI CHE IMPRIMONO LE BUGNATURE	148
FIGURA 7.2.4: LAMIERA ALL’INIZIO DELLA SERIE DI RULLI CHE REALIZZERANNO LA SEZIONE TRASVERSALE FINALE ...	148
FIGURA 7.2.5: SERIE DI RULLI CHE REALIZZERANNO LA SEZIONE TRASVERSALE DELLA LAMIERA GRECATA	148
FIGURA 7.2.6: LAMIERA ALLA FINE DELLA SERIE DI RULLI CHE REALIZZANO LA SEZIONE TRASVERSALE FINALE.....	149
FIGURA 7.2.7: LAMIERA ALLA FINE DEL PROCESSO DI LAVORAZIONE.....	149
FIGURA 7.2.8: LEGAME COSTITUTIVO DEL MATERIALE VERGINE E DEL MATERIALE SOGGETTO A PROCESSO DI LAVORAZIONE A FREDDO IN PROSSIMITÀ DELLA PIEGA.....	150
FIGURA 7.2.9: ANDAMENTO DELLA TENSIONE DI SNERVAMENTO E DI ROTTURA NELLA ZONA DI PIEGA.....	150
FIGURA 7.2.10: ANDAMENTO DELLE TENSIONI DI SNERVAMENTO E DI ROTTURA IN UN PROFILO SAGOMATO A FREDDO CON SEZIONE A C IRRIGIDITA.....	151
FIGURA 7.2.12 VARIAZIONE DEL DOMINIO RESISTENTE AL VARIARE DELLA TENSIONE DI SNERVAMENTO.....	153
FIGURA 7.3.1 VARIAZIONE DEL DOMINIO RESISTENTE AL VARIARE DELLA RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO.....	154
FIGURA 7.4.1 CONFRONTO TRA I MOMENTI ULTIMI – DITTE D ED E – PROVE CICLICHE	156
FIGURA 7.4.2 CONFRONTO TRA I DOMINI RESISTENTI – DITTE D ED E - 55	157
FIGURA 7.4.3 CONFRONTO TRA I DOMINI RESISTENTI DELLA DITTA D AL VARIARE DELL’ ALTEZZA TOTALE DELLA SOLETTA	157
DI SEGUITO QUINDI VENGONO	159
FIGURA 7.5.1 CONFRONTO TRA I DOMINI RESISTENTI - ONDA SINGOLA – 55.....	159

INDICE DELLE TABELLE

TABELLA 3.2.1.1 – VALORI CARATTERISTICI RACCOMANDATI DELLE AZIONI DOVUTE AI CARICHI DA COSTRUZIONE	42
STATO LIMITE ULTIMO.....	55
TABELLA 3.3.2.1 – RAPPORTO MASSIMO TRA LARGHEZZA E SPESSORE DI ELEMENTI COMPRESSE DOVE.....	56
STATO LIMITE DI SERVIZIO.....	60
TABELLA 3.4.5.1 – VALORI DI k_n PER IL VALORE FRATTILE 5%	70
TABELLA 3.4.5.2 – FATTORE DI CONVERSIONE η_k	70
TABELLA 4.1 – CARATTERISTICHE DELL’ATTUATORE 244,31 DELLA MTS USATO NELLA FASE CICLICA DELLA PROVA.....	74
TABELLA 4.2 – CARATTERISTICHE DELLE TESTE SNODABILI 249.32 DELLA MTS USATE NELLA PROVA CICLICA IN COMBINAZIONE CON L’ATTUATORE	76
TABELLA 5.2.1 PARAMETRI DI PROVA DELLE SOLETTE - DITTA D – LAMIERA 55 - PROVE MONOTONE E CICLICHE	84
TABELLA 5.2.2 PARAMETRI DI PROVA DELLE SOLETTE - DITTA D – LAMIERA 75 - PROVE MONOTONE E CICLICHE	85
TABELLA 5.2.2 PARAMETRI DI PROVA DELLE SOLETTE - DITTA E – LAMIERA 55 E 75 - PROVE MONOTONE E CICLICHE	86
TABELLA 5.5.1 RISULTATI DELLE PROVE - DITTA D – LAMIERA 55 - PROVE MONOTONE E CICLICHE.....	95
TABELLA 5.5.2 RISULTATI DELLE PROVE - DITTA D – LAMIERA 75 - PROVE MONOTONE E CICLICHE.....	96
TABELLA 5.5.3 RISULTATI DELLE PROVE - DITTA E – LAMIERA 55 - PROVE MONOTONE E CICLICHE	98
TABELLA 5.5.4 RISULTATI DELLE PROVE - DITTA E – LAMIERA 75 - PROVE MONOTONE E CICLICHE	99
TABELLA 5.6.1 RISULTATI DELLE PROVE - DITTA A – LAMIERA 55 E 75 - PROVE MONOTONE E CICLICHE	102
TABELLA 5.6.2 RISULTATI DELLE PROVE - DITTA B – LAMIERA 55 E 75 - PROVE MONOTONE E CICLICHE	105
TABELLA 5.6.3 RISULTATI DELLE PROVE - DITTA C – LAMIERA 55 E 75 - PROVE MONOTONE E CICLICHE	108
TABELLA 5.7.1 PRINCIPALI PARAMETRI DELLE LAMIERE DELLE 5 DITTE – LAMIERA 55	112
TABELLA 5.7.2 PRINCIPALI PARAMETRI DELLE LAMIERE DELLE 5 DITTE – LAMIERA 75	115
TABELLA 6.2.1 PARAMETRI CARATTERISTICI E PRINCIPALI RISULTATI DEI CALCOLI PER LA DETERMINAZIONE DEL DOMINIO RESISTENTE DELLA SOLETTA – DITTA A – LAMIERA 55.....	118
TABELLA 6.2.2 FOGLIO DI CALCOLO PER LA DETERMINAZIONE DEL DOMINIO RESISTENTE CON METODO DELL’ INTERAZIONE PARZIALE – DITTA A – LAMIERA 55	121
TABELLE 6.2.3 GRADO DI INTERAZIONE E VALORE DEL TAGLIO LONGITUDINALE DI PROGETTO – DITTA A – LAMIERA 55	122
TABELLA 6.2.4 PARAMETRI CARATTERISTICI E PRINCIPALI RISULTATI DEI CALCOLI PER LA DETERMINAZIONE DEL DOMINIO RESISTENTE DELLA SOLETTA – DITTA B – LAMIERA 55	123
TABELLE 6.2.5 GRADO DI INTERAZIONE E VALORE DEL TAGLIO LONGITUDINALE DI PROGETTO – DITTA B – LAMIERA 55	124
TABELLA 6.2.6 PARAMETRI CARATTERISTICI E PRINCIPALI RISULTATI DEI CALCOLI PER LA DETERMINAZIONE DEL DOMINIO RESISTENTE DELLA SOLETTA – DITTA C – LAMIERA 55	126
TABELLE 6.2.7 GRADO DI INTERAZIONE E VALORE DEL TAGLIO LONGITUDINALE DI PROGETTO – DITTA C – LAMIERA 55	127
TABELLA 6.2.8 PARAMETRI CARATTERISTICI E PRINCIPALI RISULTATI DEI CALCOLI PER LA DETERMINAZIONE DEL DOMINIO RESISTENTE DELLA SOLETTA – DITTA D – LAMIERA 55.....	128
TABELLE 6.2.9 GRADO DI INTERAZIONE E VALORE DEL TAGLIO LONGITUDINALE DI PROGETTO – DITTA D – LAMIERA 55	129
TABELLA 6.2.10 PARAMETRI CARATTERISTICI E PRINCIPALI RISULTATI DEI CALCOLI PER LA DETERMINAZIONE DEL DOMINIO RESISTENTE DELLA SOLETTA – DITTA E – LAMIERA 55	130
TABELLE 6.2.11 GRADO DI INTERAZIONE E VALORE DEL TAGLIO LONGITUDINALE DI PROGETTO – DITTA E – LAMIERA 55.....	131
TABELLA 6.2.12 PARAMETRI CARATTERISTICI E PRINCIPALI RISULTATI DEI CALCOLI PER LA DETERMINAZIONE DEL DOMINIO RESISTENTE DELLA SOLETTA – DITTA A – LAMIERA 75.....	132
TABELLE 6.2.13 GRADO DI INTERAZIONE E VALORE DEL TAGLIO LONGITUDINALE DI PROGETTO – DITTA A – LAMIERA 75.....	133
TABELLA 6.2.14 PARAMETRI CARATTERISTICI E PRINCIPALI RISULTATI DEI CALCOLI PER LA DETERMINAZIONE DEL DOMINIO RESISTENTE DELLA SOLETTA – DITTA B – LAMIERA 75	134
TABELLE 6.2.15 GRADO DI INTERAZIONE E VALORE DEL TAGLIO LONGITUDINALE DI PROGETTO – DITTA B – LAMIERA 75.....	135
TABELLA 6.2.16 PARAMETRI CARATTERISTICI E PRINCIPALI RISULTATI DEI CALCOLI PER LA DETERMINAZIONE DEL DOMINIO RESISTENTE DELLA SOLETTA – DITTA C – LAMIERA 75	136

TABELLE 6.2.17 GRADO DI INTERAZIONE E VALORE DEL TAGLIO LONGITUDINALE DI PROGETTO – DITTA C – LAMIERA 75.....	137
TABELLA 6.2.18 PARAMETRI CARATTERISTICI E PRINCIPALI RISULTATI DEI CALCOLI PER LA DETERMINAZIONE DEL DOMINIO RESISTENTE DELLA SOLETTA – DITTA D – LAMIERA 75.....	138
TABELLE 6.2.19 GRADO DI INTERAZIONE E VALORE DEL TAGLIO LONGITUDINALE DI PROGETTO – DITTA D – LAMIERA 75.....	139
TABELLA 6.2.20 PARAMETRI CARATTERISTICI E PRINCIPALI RISULTATI DEI CALCOLI PER LA DETERMINAZIONE DEL DOMINIO RESISTENTE DELLA SOLETTA – DITTA E – LAMIERA 75	140
TABELLE 6.2.21 GRADO DI INTERAZIONE E VALORE DEL TAGLIO LONGITUDINALE DI PROGETTO – DITTA E – LAMIERA 75.....	141
TABELLA 6.2.22 PARAMETRI CARATTERISTICI E PRINCIPALI RISULTATI DEI CALCOLI PER LA DETERMINAZIONE DEL DOMINIO RESISTENTE DELLA SOLETTA CON METODO M-K – DITTA D – LAMIERA 55	143
TABELLA 6.2.23 ERRORI DI PRECISIONE DEI DUE METODI DI ANALISI – DITTA D - 55.....	144
TABELLA 6.2.24 PARAMETRI CARATTERISTICI E PRINCIPALI RISULTATI DEI CALCOLI PER LA DETERMINAZIONE DEL DOMINIO RESISTENTE DELLA SOLETTA CON METODO M-K – DITTA D – LAMIERA 75	144
TABELLA 6.2.25 ERRORI DI PRECISIONE DEI DUE METODI DI ANALISI – DITTA D – 75	145
TABELLA 7.4.1 PARAMETRI DELLE SOLETTE DELLE DITTE D ED E - 55.....	156
TABELLA 7.5.1 PARAMETRI COMUNI PER IL CONFRONTO SUI DOMINI RESISTENTI –55	158
TABELLA 7.5.3 CONFRONTO TRA I VALORI MEDI DI GRADO DI INTERAZIONE E TAGLIO LONGITUDINALE - 55.....	159

Capitolo 1: CENNI INTRODUTTIVI DI CARATTERE GENERALE

1.1 Introduzione

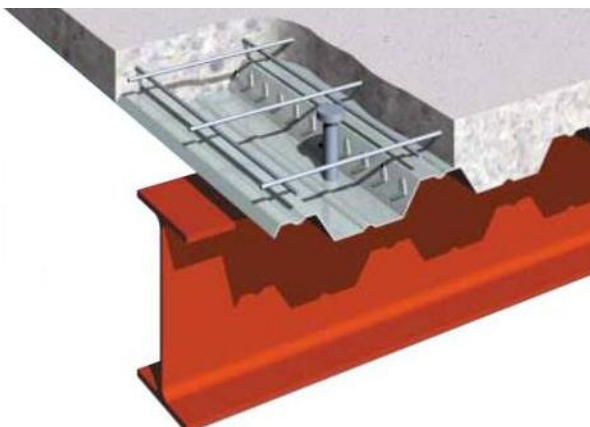
I solai composti sono elementi strutturali costituiti da una lamiera grecata di acciaio su cui viene eseguito un getto di calcestruzzo, normale o alleggerito.

Il particolare vantaggio di queste strutture viene dal doppio utilizzo della lamiera: durante la fase di preparazione del solaio funge da cassero a perdere per permettere il getto del calcestruzzo, evitando così l' utilizzo di cassero aggiuntivi e consequenziali costi; avvenuta la fase di indurimento del cls, sostituirà interamente l' armatura inferiore.

Infine si può disporre una rete di armatura nella parte superiore della soletta che serve sia come i armatura superiore sia per permettere una migliore distribuzione degli sforzi. Inoltre, la rete metallica superiore, permette di far fronte alle problematiche causate dai fenomeni lenti del calcestruzzo (ritiro e viscosità); questa rete è prevista solo per garantire la continuità della soletta in corrispondenza degli appoggi. Poiché le nostre solette avranno un comportamento assimilabile ad una trave su due appoggi, non sarà prevista questa rete.

Per permettere il corretto funzionamento di queste solette, bisognerà garantire un' adeguata

aderenza tra la lamiera e il calcestruzzo, per rendere così i due differenti materiali collaboranti tra loro; per garantire questo meccanismo di interazione oltre all' **aderenza chimica** tra i due materiali, si sfrutterà l' **aderenza geometrica** grazie a particolari dispositivi di ancoraggio. Nella progettazione della soletta però è importante non tenere conto del primo tipo di aderenza (chimica), poiché questa viene perduta con il succedersi dei



cicli di carico e scarico della normale vita della soletta. Le solette infine vengono collegate alle travi sottostanti o con una semplice saldatura o tramite pioli di connessione quando si vogliono trasferire ingenti azioni taglianti (fig 1.1.2).

Si tratta di una tipologia strutturale che si è dimostrata competitiva grazie alla rapidità e semplicità di costruzione, e all'offerta, da parte dell'industria, di un vasto assortimento di lamiere con caratteristiche geometriche e meccaniche molto diverse, e che è oggetto di un utilizzo crescente.

I vantaggi di combinare le proprietà strutturali delle lamiere d'acciaio formate a freddo e del calcestruzzo nella progettazione di solai per edifici furono riconosciuti molti anni fa e sono fondamentalmente i seguenti:

- L' utilizzo delle lamiere grecate come cassero a perdere riduce i costi dovuti alle tradizionali metodologie di casseformi
- Essendo la lamiera grecata progettata per sostenere l' intero peso del calcestruzzo in fase di indurimento, si riduce di molto la necessità delle tradizionali puntellature
- Gli spazi formati dalle grecature delle lamiere, nella parte inferiore della soletta, facilitano il posizionamenti dei supporti per le tubature e delle condutture, e delle canaline per il passaggio dei cavi elettrici; inoltre risulta anche più facile il posizionamento dei controsoffitti
- Se tali cavità sono di notevoli dimensioni, possono essere inoltre usate per il passaggio dell' aria condizionata, riducendo ulteriormente i costi della struttura
- Infine la struttura risulta essere più leggera, riducendo così i costi delle fondazioni

Gli svantaggi di queste solette invece sono:

- La superficie della lamiera grecata prima del getto di calcestruzzo deve essere pulita: bisogna quindi procedere, in caso di presenza di acqua, olio o di grasso , con un adeguato trattamento della superficie, con conseguenti costi
- Le certificazioni antincendio richieste da molti enti normativi necessitano di prove estese e costose; inoltre bisogna garantire il corretto isolamento della lamiera da eventuali incendi
- Si possono presentare problemi in caso di grossi carichi concentrati

1.2 Dispositivi di aderenza

Il meccanismo principale che caratterizza le solette composte è quello che permette l'aderenza e quindi l'interazione tra il calcestruzzo e la lamiera di acciaio. Attraverso questo meccanismo è possibile rendere i due materiali collaboranti, permettendo così alla lamiera inferiore di prendere gli sforzi di trazioni dovuti al comportamento flessionale della soletta facendo quindi lavorare il calcestruzzo prevalentemente in compressione. Teoricamente è possibile quindi pensare due modelli limite: il primo dove non vi è interazione tra la soletta e la lamiera, i due materiali sono liberi di scorrere tra loro nella sezione di interfaccia. La seconda invece è quello che ipotizza un'interazione completa tra i due materiali, consentendo così la totale trasmissione degli sforzi tra i due materiali, e impedendo di conseguenza lo scorrimento relativo all'interfaccia. Nell'esempio in figura 1.2.1 vengono illustrati i due casi limite nel caso di sistema soletta in calcestruzzo e trave in acciaio.

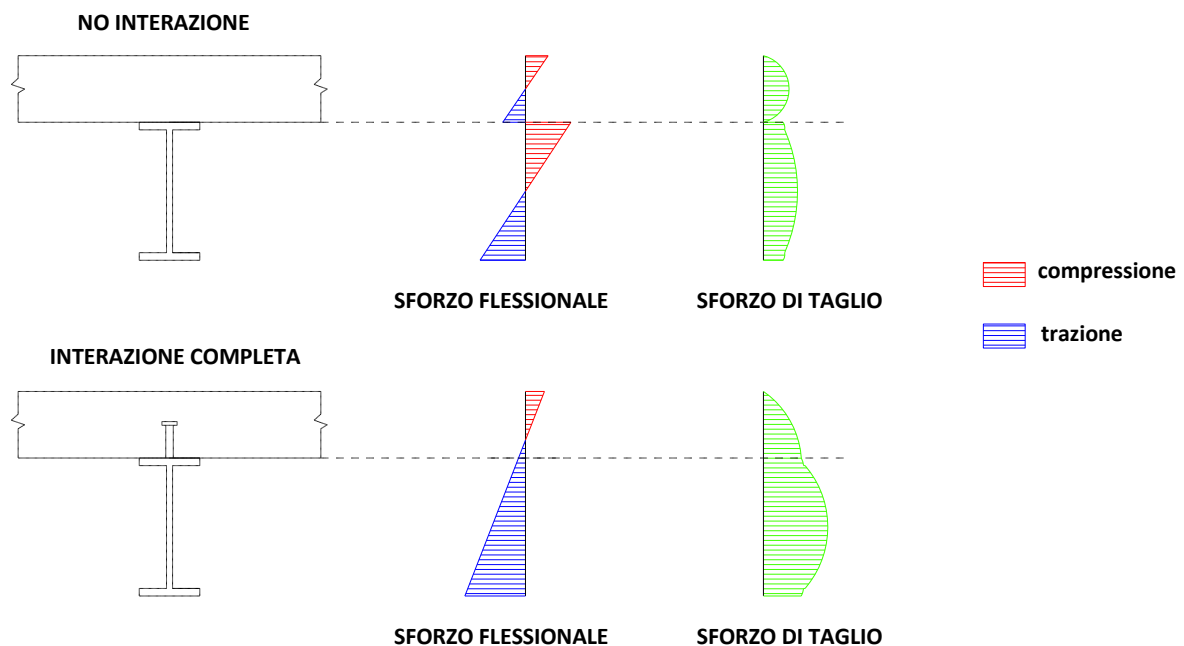


Figura 1.1.1 - distribuzione degli sforzi nel caso di interazione assente e in caso di completa interazione

Mentre nel caso di soletta e trave è possibile effettivamente progettare come illustrato nei due casi teorici, cioè ipotizzando o la completa collaborazione o la non collaborazione, nel nostro caso (soletta+lamiera collaborante) il comportamento nella maggior parte delle solette composte sarà in mezzo tra i due comportamenti limite: ci sarà quindi una parziale interazione tra i due materiali oltre a un parziale scorrimento all'interfaccia di connessione. I dispositivi di aderenza hanno lo scopo di trasmettere gli sforzi di scorrimento longitudinale tra i due materiali, cercando di renderli più solidali possibili. Come detto in precedenza per trasmettere questi sforzi

non va considerata l' interazione chimica che si forma tra i due materiali. E' possibile quindi definire tre tipi di dispositivi di connessione, ordinati secondo il meccanismo di aderenza.

- **ingranamento meccanico** : la lamiera presenta delle **dentellature** (fig 1.2.2), quasi sempre in corrispondenza dell' anima, dove penetra il calcestruzzo, permettendo così la trasmissione degli sforzi. In questi casi la rottura avviene o lato acciaio per deformazione della lamiera, o per distaccamento tra i due materiali

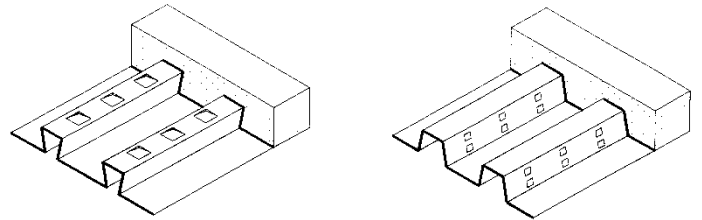


Figura 1.2.2 - connessione per ingranamento meccanico

- **attrito** : questo tipo di meccanismo si ottiene lavorando la lamiera in modo da ottenere **nervature a sagoma rientrante** (a coda di rondine o altra forme analoghe) (fig1.2.3) . L' effetto ottenuto in questo caso è l' **immorsamento** del calcestruzzo nei confronti dell' acciaio, e gli sforzi vengono trasmessi per attrito. La rottura avviene principalmente per il distaccamento tra i due materiali, e la rottura della parte inferiore di soletta in calcestruzzo che, dopo il distaccamento della lamiera, non può resistere allo sforzo di trazione.

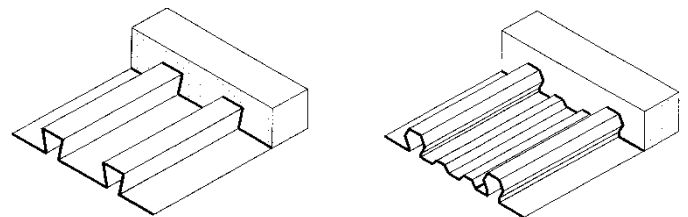


Figura 1.2.3 - connessione per attrito

- **ancoraggio puntuale** : per migliorare ulteriormente il meccanismo di connessione è possibile fissare, in corrispondenza dell' estremità della lamiera, dei pioli saldati o altri dispositivi (fig1.2.4), che trasmettono gli sforzi in maniera puntuale. La crisi può avvenire sia per rottura del dispositivo di connessione, o per possibile collasso del calcestruzzo sia per compressione che per trazione.

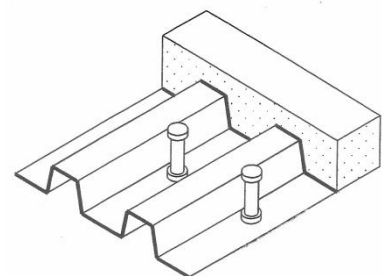


Figura 1.2.4 - connettori alle estremità

1.3 Richiami teorici

I metodi di calcolo e di dimensionamento sviluppati a partire dagli anni settanta negli Stati Uniti (Porter e Ekberg 1988), in Europa (Bode et al. 1996) e in Australia (Patrick e Bridge 1990) (Patrick e Poh 1990) (Patrick 1994), in parte recepiti dalle normative dei vari paesi (StBK-N5 1982) (ENV 1994-1-1:1992 Eurocode 4 1992) (DIN 18800 1997) e approfonditi di seguito, hanno tutti un carattere semiempirico e prevedono il ricorso a prove sperimentali su campioni di solette in grandezza reale (full-scale tests) per determinare i parametri di progetto. L'Eurocodice 4 consente l'applicazione di due metodi di dimensionamento distinti, il metodo " $m - k$ ", che per primo venne recepito da una normativa nazionale, l'ACI Building Code, ed è oggi presente nella maggior parte dei codici, e il metodo della Parziale Interazione (" $P.I.$ "), sviluppato in Germania alla fine degli anni ottanta. Entrambi i metodi fanno riferimento a risultati sperimentali di prove su campioni in grandezza reale ma si differenziano per il fatto che il metodo $P.I.$ si basa su un modello di connessione parziale, derivato dalla teoria delle travi composte, mentre il metodo $m - k$ è essenzialmente un procedimento statistico di interpolazione ed estrapolazione dei dati; le prove richieste sono di tipo parametrico nel senso che i risultati ottenuti da campioni di un certo tipo possono essere utilizzati, entro certi limiti, anche nel dimensionamento di solette con caratteristiche diverse.

Le maggiori mancanze nello stato delle conoscenze del comportamento e delle procedure di progetto riguardano principalmente l'area dei carichi dinamici e ciclici (cioè ripetuti); infatti l'argomento non è stato trattato in modo esaustivo, nonostante il lavoro di Sayed (1974), come è avvenuto per gli altri aspetti. Come conseguenza i solai composti non hanno conosciuto vaste applicazioni nei solai dei ponti e nelle strutture di parcheggio, dove esistono tali carichi.

Il problema dei carichi ripetuti è esplicitamente considerato nella proposta di Eurocodice-4 la quale prevede, per la qualifica dei solai misti in lamiera grecata e calcestruzzo, anche prove sperimentali con cicli di carico atti a simulare la "vita di servizio" del solaio.

1.4 Descrizione dell' attività svolta di seguito

Il lavoro che viene presentato è strutturato nel seguente modo:

- Nella prima parte verranno illustrate le principali normative vigenti per il dimensionamento e la verifica dei solai composti: modi di rottura, verifiche di resistenza e metodi di calcolo dei domini di resistenza
- Nella seconda parte verranno illustrate le prove svolte sulle solette: presentazione della prova, illustrazione dei principali strumenti utilizzati durante i lavori in laboratorio che permettono di definire i domini di resistenza secondo l' Eurocodice e calcolo della resistenza di taglio specifica di ogni soletta
- Nella terza parte è proposto il confronto dei dati sperimentali ottenuti dalle prove su numerosi campioni prodotti da 5 diverse ditte costruttrici cercando di focalizzare l' attenzione sulle caratteristiche delle solette che più influenzano il comportamento delle travi, illustrando al contempo le principali problematiche riscontrate nei periodi di prova e illustrazione generale delle problematiche del nostro tipo di soletta

Capitolo 2: SOLAI COMPOSTI IN LAMIERA GRECATA E CALCESTRUZZO

2.1 Modelli di comportamento a rottura: introduzione

L'utilizzo e lo sviluppo delle solette composte iniziò nel 1950. Le solette composte sono dei sistemi in cui la lamiera grecata agisce come primario sistema di armatura del calcestruzzo per resistere alle forze di trazione e questo grazie all'esistenza di forze di interazione meccanica tra la lamiera e il calcestruzzo. L'impiego di lamiere formate a freddo con getto di calcestruzzo nelle costruzioni composte si è diffuso con l'uscita sul mercato del piano Granco Steel Products Co. "Cofar"; esso usava dei fili di acciaio saldati all'anima della lamiera per poter trasferire gli sforzi di taglio. La pratica di saldare fili di acciaio sulla lamiera rendeva il prodotto molto costoso e questo indirizzò i produttori a cercare altri modi per poter trasferire gli sforzi di taglio. Nel 1960 alcune

compagnie cominciarono a immettere nel mercato

lamiere grecate facilmente installabili con proprietà di

collegamento meccanico tra lamiera e calcestruzzo. I due tipi principali di lamiere erano quelli con profilo trapezoidale e rientrante come illustrato in figura 2.1.1 e fig. 2.1.2. Alcune lamiere presentavano indentazioni o

bugnature di varie forme per realizzare il collegamento tra

acciaio e calcestruzzo che resistesse agli sforzi di taglio. Inoltre si capì che l'aggiunta di chiodi o pioli aiuta ad incrementare l'azione composita, ossia l'aderenza tra i due materiali.

Molto del lavoro di ricerca inizialmente svolto per i sistemi in lamiera di acciaio grecata in termini di analisi, prove e sviluppo di procedure di progettazione fu eseguito all'interno delle stesse ditte produttrici; ogni costruttore di lamiere lavorava di fatto indipendentemente e sviluppava il proprio *know – out* determinando la resistenza dei loro prodotti sperimentalmente attraverso l'esecuzione di numerose prove di tipo "full scale-tests". Poiché non esisteva nessuna teoria di progetto unificata, la natura indipendente delle prime ricerche e prove fu dovuta alla necessità di ottenere le approvazioni da parte delle varie autorità; ciò è comprensibile data la natura altamente concorrenziale del settore dell'industria.

Di conseguenza, nel 1967, l'American Iron and Steel Institute (AISI) sponsorizzò un progetto di ricerca all'Iowa State University con lo scopo principale di sviluppare un criterio di progetto



Figura 2.1.1 - Lamiera trapezoidale con bugnature



Figura 2.1.2 - Lamiera con geometria rientrante

unificato per sistemi di solaio composti di lamiera e calcestruzzo. I risultati di queste ricerche sono raccolti in numerose pubblicazioni e articoli tecnici (ad esempio Porter 1968, Porter e Ekberg 1971, Schuster 1972). Ekberg diresse l'esecuzione di 353 "full scale-tests" su prototipi di solette con diverse configurazioni. Attraverso l'esecuzione di questi test, Porter e Ekberg (1975; 1976) formularono numerose osservazioni sul comportamento di queste solette composte. Determinarono che la rottura poteva avvenire con tre modalità:

1. rottura per scorrimento longitudinale in regime di parziale interazione
2. rottura flessionale per sezione poco armata
3. rottura flessionale per sezione troppo armata

Ulteriori ricerche portarono a capire che poteva verificarsi anche una quarta modalità di rottura ossia quella per taglio verticale o punzonamento; raramente però questa rottura si verifica prima di una delle tre modalità summenzionate (Daniels e Crisinel 1988). La rottura per scorrimento longitudinale è caratterizzata dalla formazione di una fessura diagonale nel calcestruzzo nelle vicinanze di uno dei punti di carico seguita dallo scorrimento dell'estremità fessurata. (Porter e Ekberg 1975). La distanza tra questa fessura e il punto di appoggio della soletta è denominata "lunghezza a taglio", L' , come è evidenziato in figura 2.2. A causa del fatto che c'è solo una parziale interazione tra la lamiera e il calcestruzzo, il sistema non può sviluppare la sua completa resistenza flessionale. La rottura flessionale avviene solamente quando c'è la completa interazione tra calcestruzzo e lamiera. Così come nella tradizionale teoria del calcestruzzo armato, la rottura a flessione può avvenire con due modalità differenti: una dovuta alla crisi del calcestruzzo (sezione troppo armata) e l'altra dovuta allo snervamento dell'acciaio (sezione poco armata). (Porter e Ekberg 1976).

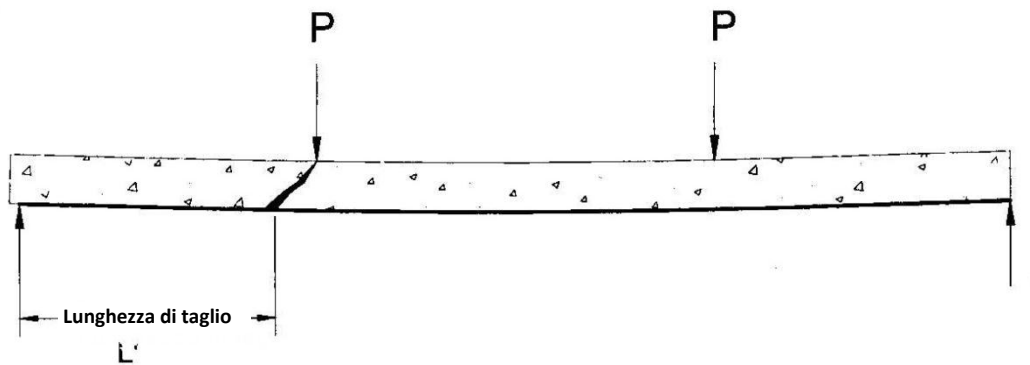


Figura 2.1.3 - Lunghezza di taglio

Le numerose prove effettuate hanno dimostrato come la modalità predominante di rottura delle solette composte è quella per scorrimento longitudinale (Porter e Ekberg 1975; Ong e Mansu 1986). Di conseguenza, quasi tutte le ricerche successive si focalizzarono sullo studio della resistenza a taglio. La sequenza della rottura per scorrimento longitudinale con incrementi di carico avviene nel modo seguente (Seleim e Schuster 1985):

1. Il meccanismo di trasferimento degli sforzi di taglio è completamente efficiente
2. Iniziano a comparire fessure in corrispondenza delle sezioni critiche, con l'incremento della differenza tra gli sforzi nel calcestruzzo e nella lamiera, che induce un aumento degli sforzi di taglio e un conseguente incremento nella fessurazioni. La lamiera e il calcestruzzo iniziano a separarsi, diminuendo l'efficacia della bugnatura nel collegamento.
3. Il trasferimento degli sforzi di taglio cessa di avvenire in concomitanza a uno scorrimento di una estremità della soletta.
4. Il degrado dovuto alla fessurazione diventa inaccettabile e in corrispondenza della lunghezza di taglio si ha la completa separazione tra acciaio e calcestruzzo in concomitanza del carico ultimo.

I risultati delle ricerche dell'Iowa State e quelli delle successive ricerche all'Università di Waterloo furono la formulazione di tre equazioni per la predizione della resistenza ultima a taglio longitudinale:

Schuster:

$$\frac{V_u \cdot s}{b \cdot d} = m \cdot \frac{d \cdot \sqrt{f'_c}}{L'} + k \cdot \rho \quad (\text{Shuster 1970}) \quad (2-1)$$

Porter and Ekberg:

$$\frac{V_u \cdot s}{b \cdot d} = m \cdot \frac{d \cdot \rho}{L'} + k \cdot \sqrt{f'_c} \quad (\text{Porter e Ekberg 1975; 1976}) \quad (2-2)$$

Seleim:

$$\frac{V_u}{b \cdot d} = k_1 \cdot \frac{t}{L'} + k_2 \cdot \frac{1}{L'} + k_3 \cdot t + k_4 \quad (\text{Seleim 1979}) \quad (2-3)$$

dove:

V_u = resistenza ultima a taglio longitudinale (per unità di lunghezza)

b = unità di larghezza della soletta

d = altezza efficace della lamiera

s = passo dei dispositivi di trasferimento degli sforzi di taglio

m, k = parametri determinati sperimentalmente

ρ = percentuale d'armatura, $\frac{A_s}{b \cdot d}$

L' = lunghezza a taglio

f'_c = resistenza a compressione del calcestruzzo

La lunghezza di taglio, L' , è la lunghezza critica della soletta nel quale avviene la rottura per scorrimento longitudinale in regime di parziale interazione. L' per una soletta che ha un carico uniformemente distribuito può essere determinata comparando l'area del diagramma del taglio di uno schema statico con carico concentrato con l'area del diagramma del taglio di uno schema statico con carico uniformemente distribuito, che abbiano uguali reazioni vincolari. L' è frequentemente presa come un quarto della luce totale della soletta per solette con carico uniformemente distribuito anche se altre ricerche consigliano di prendere un terzo della luce

totale (Tenhovuori 1996; Veljkovic 2000). Nel caso di carico concentrato su due punti, la lunghezza a taglio è la distanza tra gli appoggi e i coltelli di carico (Porter e Ekberg 1975; 1976).

Le equazioni 2-1 e 2-2 sopra riportate, hanno la stessa forma di un'equazione di una linea retta:

$$y = m \cdot x + k$$

dove m rappresenta il coefficiente angolare e k rappresenta l'intercetta sull'asse delle ordinate. Questo metodo necessita il plottaggio dell'andamento di un certo numero di test sperimentali per ogni tipo di lamiera analizzata (caratterizzato da fattori come geometria, tipo di bugnature, condizioni della superficie, resistenza allo snervamento della lamiera, peso del calcestruzzo, spessore della lamiera, larghezza della lamiera), variando la lunghezza di taglio e/o la percentuale di armatura, su un grafico per tener conto dei parametri dei prototipi analizzati.

Il terzo metodo è simile agli altri due ma in più tiene conto anche dello spessore della lamiera grecata. Porter e Ekberg raccomandano di eseguire almeno otto prove per ogni tipo di lamiera utilizzata. Una regressione lineare dei dati fornisce il valore di m e k e un'analisi con multi regressione lineare fornisce i parametri $k_{1,2,3,4}$. Inserendo questi valori nelle equazioni precedenti si può predire la resistenza di una soletta i cui parametri corrispondono a punti intermedi del grafico che nella realtà non sono stati esaminati.

Seleim e Schuster (1985) valutarono le precedenti equazioni con dati provenienti da 196 tests condotti all'Iowa State University e all'Università di Waterloo. Confrontarono tre insiemi di dati:

1. riguardante prototipi con stesso spessore della lamiera ma con lamiere provenienti da diversi produttori e quindi con caratteristiche, come le bugnature, diverse.
2. prototipi dello stesso produttore ma con spessori diversi della lamiera.
3. prototipi dello stesso produttore e con stesso spessore della lamiera ma con lunghezza di taglio variabile.

Nel primo insieme di prove, le tre equazioni summenzionate diedero tutte una resistenza della soletta che ben approssimava la reale resistenza derivante dalle prove sperimentali. Nel secondo gruppo di prove, la migliore approssimazione proveniva dall'equazione di Seleim e ciò era dovuto al fatto che le prime due equazioni non tengono conto della possibile variazione dello spessore della lamiera. Il terzo gruppo di test fu confrontato solo con l'equazione di Seleim che diede dei risultati che avevano un margine d'errore del 15% rispetto alla risposta reale. Seleim e Schuster conclusero che, né la percentuale di armatura, né la resistenza a compressione della soletta, avevano una influenza significativa sulla resistenza a taglio della soletta, ma capirono che lo

spessore della lamiera grecata era il parametro che governava tale comportamento (Seleim e Schuster 1985).

Anche se i metodi di predizione appena citati sembravano efficaci, nacque un dibattito sul fatto che le prove su soletta ad una sola campata non potevano ben rappresentare anche il comportamento di solette composte su più campate. Si ipotizzava che le solette su più campate potessero avere un contributo in più alla resistenza a taglio longitudinale dovuto alla continuità della soletta che si oppone allo scorrimento. Nel 1970 l'istituto Steel Deck sponsorizzò una ricerca all'università West Virginia per migliorare la predizione della resistenza delle solette. Questa ricerca incluse test su 25 solette, entrambe a una campata e su due campate, in cui si faceva variare la larghezza delle bugnature sulla lamiera. Le bugnature erano generalmente orizzontali o verticali. L'analisi era basata sulla limitazione degli sforzi alle fibre estreme e sulla considerazione della rottura della connessione a taglio (Luttrell e Davison 1973).

Luttrell fece una esaustiva analisi sui risultati di questi ultimi tests e sui risultati sperimentali dei precedenti 18 anni all'Università West Virginia. Osservò che la rottura nelle solette con lamiere con bugnature avveniva in maniera più graduale rispetto alle solette con lamiere senza bugnature: le solette continuavano a sopportare incrementi di carico anche dopo la comparsa dei primi scorrimenti. Postulò che le bugnature non solo incrementano la resistenza della soletta provvedendo una resistenza meccanica contro lo scorrimento a taglio, ma incrementano anche la rigidità delle anime della lamiera. La più elevata rigidità incrementa la resistenza alla separazione tra calcestruzzo e lamiera che si attiva quando il calcestruzzo tende a staccarsi verticalmente dalla lamiera mentre la lamiera si inflette in modo indipendente dal calcestruzzo. Bugnature più profonde e lamiere più spesse migliorano questa resistenza. Inoltre rilevò che le lamiere più alte tendono ad avere una separazione verticale più grande quando slittano orizzontalmente. Sembrò inoltre che le lamiere più alte riescono a provvedere una migliore resistenza allo scorrimento longitudinale permettendo alla soletta di sviluppare una più completa capacità flessionale (Luttrell 1987).

Luttrell inoltre fece alcune osservazioni riguardanti la condizione finale dei prototipi di solette. Determinò che i prototipi di solette continue su due campate riescono a sviluppare una capacità resistente del 10-15% in più rispetto alle solette su singola campata. Inoltre l'uso di pioli o connettori incrementa in modo significativo la resistenza (Luttrell 1987). L'indagine sui connettori localizzati alle estremità della soletta (figura 1.1.4) continuò successivamente con ulteriori test su solette continue su più campate con diversi tipi di ancoraggi come angolari saldati, chiodi, ecc.

questi dispositivi aumentavano le performance delle solette e se la soletta aveva un numero sufficiente di questi ancoraggi, poteva contare sullo sfruttare la sua massima capacità flessionale plastica (Easterling e Young 1992; Terry 1994).

Luttrell osservò che le tre fasi della resistenza a taglio sono sequenziali e non additive e avvengono nel modo seguente:

1. Legame chimico
2. Resistenza meccanica derivante dall'attrito e dalle bugnature
3. Resistenza meccanica offerta dagli ancoraggi (se presenti).

Inoltre riaffermò la già citata osservazione di Seleim sul fatto che la resistenza a taglio ha una lieve dipendenza dalla resistenza a compressione del calcestruzzo. Successivamente, Daniels (1988) e Bode e Sauerborn (1992) pervennero alla stessa conclusione. Luttrell spiegò che questo era dovuto al fatto che raramente la rottura avviene a causa della crisi del calcestruzzo, ma piuttosto avviene quasi sempre quando la lamiera si inflette in modo indipendente dal calcestruzzo.

Quando confrontò solette con lamiere che presentavano bugnature che sviluppavano la loro forma principalmente in direzione verticale con solette con lamiere che presentavano bugnature che sviluppavano la loro forma principalmente in direzione orizzontale, Luttrell concluse che le bugnature verticali hanno un'efficienza del 50% in più, nella resistenza a taglio, rispetto a quelli orizzontali. Le solette con lamiere con bugnature orizzontali non sostengono molto carico dopo che il legame chimico è distrutto. Comunque sia, le bugnature orizzontali aiutano a resistere alla separazione verticale tra calcestruzzo e lamiera, e quindi contribuiscono anche ad incrementare l'azione collaborante (Luttrell e Davison 1973; Luttrell 1987).

Anche Stark (1978) investigò il comportamento delle solette composte in maniera sperimentale. Classificò le solette in due categorie: quelle a comportamento fragile e quelle a comportamento duttile. Il comportamento fragile avviene quando la massima resistenza flessionale è raggiunta subito dopo la rottura per scorrimento longitudinale o subito dopo che avvengono i primi scorrimenti. Il carico portato cade improvvisamente. Una soletta duttile invece continua a sostenere carico anche dopo che i primi scorrimenti sono avvenuti. Si hanno incrementi di curvatura della soletta e i componenti lamiera e soletta di calcestruzzo non continuano ad avere lo stesso asse neutro. Successivamente, l'Eurocodice specificò che una soletta si poteva definire a comportamento duttile quando il carico di rottura è più grande del 110% del carico in cui è

avvenuto il primo scorrimento (Eurocode 4). Il primo scorrimento fu definito da Veljkovic (1994) come quello corrispondente a 0,5 mm.

Stark inoltre determinò che le lamiere con geometrie rientranti erano migliori perché prevenivano la separazione verticale della lamiera dal calcestruzzo. Propose inoltre come ulteriore accorgimento per aumentare la resistenza a taglio, quello di usare connettori a taglio per attaccare la lamiera alle stesse travi che la reggono. La mancanza di supporti laterali nei test sui prototipi sembrò causare instabilità alle anime della lamiera alle estremità della soletta, con conseguente più rapida rottura. Sottolineò che le solette usate nelle costruzioni degli edifici dovrebbero avere un supporto laterale proveniente dalle sezioni vicine (Stark 1978).

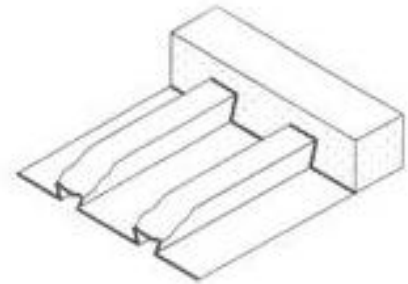


Figura 2.1.4 - Instabilità delle anime della lamiera

La resistenza a taglio, come già accennato, è dovuta a tre fattori: attrito, adesione chimica e ingranamento meccanico. Gli effetti dell'attrito sono i più grandi in corrispondenza degli appoggi dove la forza normale allo scorrimento è grande, ma l'attrito ha un contributo notevole alla resistenza anche lungo tutta la lamiera se questa ha una geometria rientrante (Veljkovic 1994, Schuurman e Stark 1996). Quando non si dispone di dati basati su prove specifiche, il coefficiente di attrito può essere preso come 0,5-0,6 (Kitoh e Sonoda 1996; Bode e Dauwel 1999). L'adesione chimica è una resistenza fragile; inoltre è difficoltosa da stimare a causa del fatto che dipende dal processo di confezionamento del calcestruzzo e dalle condizioni della superficie della lamiera grecata. L'ingranamento meccanico è la resistenza allo scorrimento generata da ostacoli come le bugnature nella lamiera, le lamiere trasversali saldate, fori praticati nelle anime della lamiera, connettori a taglio.

Luttrell e Prasannan (1984) riconsiderarono l'assunzione che durante la flessione della soletta composta, essa si comporta come una sezione di calcestruzzo armato con la forza di trazione agente sul baricentro della lamiera. Ipotizzarono che la lamiera si comporta in modo diverso rispetto alle normali barre d'acciaio del tradizionale calcestruzzo armato; questo perché la lamiera è corrugata solo su una superficie e libera di flettersi sull'altra superficie. Quindi la geometria della lamiera ha un grande effetto sulla resistenza a taglio. Svilupparono l'equazione 2-4, sotto riportata, per il calcolo del momento resistente ultimo basata su una zona trasformata ottenuta dividendo la forza di trazione agente sulla lamiera in due forze agenti sulle flange (T_1, T_3), e una agente sull'anima (T_2), della lamiera grecata. Questa procedura dà tre forze di trazione con i loro

rispettivi bracci di momento (y_1, y_2, y_3) , come mostrato in figura 2.4. Questa teoria è particolarmente vantaggiosa per stimare le performance di lamiera con caratteristiche nuove senza dover eseguire numerose prove sperimentali.

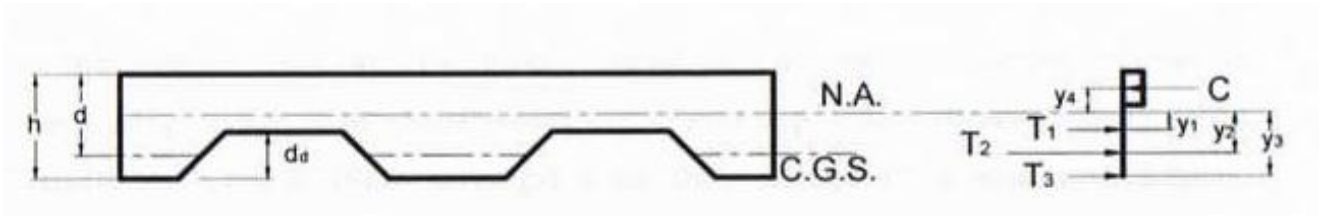


Figura 2.1.5 - Sezione della soletta composta e distribuzione delle forze (Luttrell e Prasannan 1984)

$$M_f = T_1 \cdot y_1 + T_2 \cdot y_2 + T_3 \cdot y_3 + C \cdot y_4 \quad (2-4)$$

Per tenere in conto anche degli effetti dovuti alla rimozione dei puntelli:

$$M'_f = M_f - M_s \quad (2-5)$$

M_s = momento dovuto alla rimozione dei puntelli

Il momento resistente disponibile per sostenere i carichi sulla struttura è:

$$M_t = K \cdot M'_f - k_4 \cdot S' \quad (2-6)$$

S' = lunghezza di taglio ridotta, pari a $L/2 - L'$

$$K = \frac{k_3}{k_1 + k_2} \quad (2-7)$$

dove k_1 e k_2 dipendono dalla qualità degli bugnature e da altri parametri della lamiera. k_3 rappresenta il numero di bugnature impressi sulla lamiera utili alla trasmissione del taglio longitudinale. k_4 tiene conto dell'influenza della lunghezza di taglio e dell'altezza della lamiera.

Altri ricercatori continuarono a studiare il comportamento dei campioni sottoposti a full scale-tests e fecero queste ulteriori osservazioni:

- La rottura flessionale avviene in prototipi con una lunghezza di taglio molto lunga che induce valori di sforzi di taglio bassi e la plasticizzazione della lamiera con conseguente comportamento duttile. (Daniels 1988; Daniels e Crisinel 1988)
- I prototipi che subiscono rottura per scorrimento longitudinale hanno comportamento duttile quando la lunghezza di taglio è lunga. (Daniels e Crisinel 1988)

- Le anime della lamiera si deformano elasticamente in corrispondenza del momento ultimo. Alcune frantumazioni del calcestruzzo si manifestano quando le lamiere hanno bugnature molto profonde. (Daniels e Crisinel 1988)
- Lamiere grecate con superfici lisce senza bugnature, si rompono molto prima del raggiungimento della piena capacità portante plastica, a dimostrazione del fatto che è necessario avere bugnature o ancoraggi d'estremità. (Patrick e Bridge 1988)
- Rispetto a tutte le proprietà dei materiali, la resistenza allo snervamento della lamiera grecata influenza maggiormente la resistenza globale della soletta. (Daniels e Crisinel 1993)
- Più alta è la soletta più è grande la resistenza allo scorrimento longitudinale. (Tenhovuori e Laeskela 1998)

Essendo le prove sperimentali di tipo full scale-tests piuttosto costose e lunghe da eseguire, i ricercatori rivolsero la loro attenzione allo sviluppo di tipi di prove più semplici e meno impegnative. Lo scopo di queste era quello di sperimentare specificamente il legame tra calcestruzzo e lamiera che è anche il principale fattore che governa la rottura delle solette. Questa sperimentazione venne attuata attraverso

le prove chiamate *"push-off"* che misurano la connessione a taglio tra calcestruzzo e travi di acciaio in sistemi composti. Diversi ricercatori svilupparono le loro configurazioni per l'esecuzione delle prove così come è mostrato nella figura 2.5. Tutti le prove comunque consistono nel confezionare un getto di calcestruzzo sulla lamiera grecata d'acciaio e nell'applicare un carico che induca il getto di calcestruzzo a scorrere sulla lamiera. La resistenza a taglio dei prototipi viene mostrata su grafici che mettono in relazione il carico applicato con lo scorrimento.

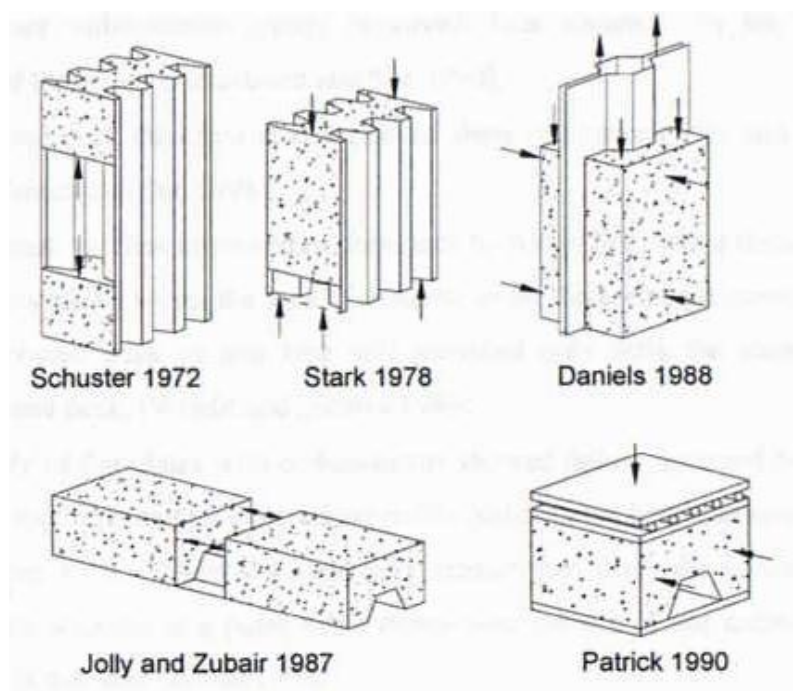


Figura 2.5 – Esempi di test di tipo push – off

Queste prove sono particolarmente utili per confrontare i differenti dispositivi di interconnessione meccanica nello sviluppo di nuove lamiere grecate. Daniels (Daniels 1988; Daniels e Crisinel 1988) studiò la resistenza a taglio di diversi prodotti usando questo test. I prototipi testati includevano lamiere con bugnature, con geometrie trapezoidali o rientranti. L'applicazione della forza di scorrimento poteva avvenire per controllo di carico o controllo di spostamento. Daniels raccomandò di eseguire le prove con l'applicazione del carico nella modalità a controllo di carico e specificò che bisognava applicare anche una forza laterale di intensità corrispondente al peso di almeno 10 cm di calcestruzzo per simulare le condizioni del full scale-tests. L'applicazione di una grossa forza laterale dava una più alta resistenza a taglio perché incrementava la resistenza dovuta all'attrito.

Daniels (1988) fece diverse conclusioni a seguito di questi test. Il comportamento, mostrato nei grafici, sforzo di taglio – scorrimento, era compatibile per ogni prototipo appartenente allo stesso produttore e per ogni prototipo con stesso tipo di bugnature. La forma dei grafici indicavano che la resistenza a taglio dovuta all'adesione chimica agiva per prima e solo dopo interveniva il legame meccanico dovuto alla presenza degli bugnature. Daniels sviluppò delle equazioni per la determinazione degli sforzi di taglio all'interfaccia tra acciaio e calcestruzzo nei prototipi sottoposti a full scale-tests assumendo un andamento lineare degli sforzi prima dello scorrimento finale e un andamento degli sforzi uniforme dopo lo scorrimento finale. Questi valori potevano essere confrontati con la resistenza allo scorrimento data dai push-off test. Il valore di resistenza allo scorrimento offerto dall'adesione chimica risultò ininfluenza ma significativamente confrontabile con quello che derivava dal full scale-test. Crisinel e Schumacher (1999; 2000) notarono successivamente questa fatto contraddittorio. Daniels (1988) descrisse il legame meccanico dato dal push-off test come un valore ragionevole e conservativo anche se le differenze erano consistenti. Osservò inoltre che c'erano comportamenti fragili in alcuni prototipi e duttili in altri. I campioni duttili hanno una significativa capacità di resistenza dopo lo slittamento mentre i campioni fragili, dopo aver avuto un grosso scorrimento iniziale, non riescono a sopportare più carico. Questi comportamenti sono corrispondenti a quelli del full scale-test.

Diversi altri ricercatori hanno considerato gli effetti dei parametri che caratterizzano la lamiera e gli bugnature sulla resistenza allo scorrimento longitudinale. Alcune delle loro conclusioni sono qui sotto riportate:

- Le bugnature che presentano il loro lato più lungo in direzione verticale contro il calcestruzzo sono quelli che offrono la maggiore resistenza contro lo scorrimento. Le facce che sono perpendicolari allo scorrimento sono più efficienti rispetto alle bugnature che hanno superfici inclinate. (Jolly e Zubair 1987). Bugnature con forma a V oppure dritte si comportano in maniera simile. (Makelainen e Sun 1998)
- Discontinuità nella forma delle bugnature (come per esempio quelli con forma a croce) danno grossi benefici sulla flessibilità della lamiera. (Jolly e Zubair 1987)
- Aumentando la frequenza delle bugnature, che richiede una diminuzione della loro sezione, non incrementa la resistenza allo scorrimento. (Jolly e Zubair 1987)
- Incrementando la profondità delle bugnature si hanno grossi benefici ma bisogna prestare particolare attenzione contro le rotture (strappi) durante la produzione. La profondità delle bugnature è il fattore che governa maggiormente la resistenza a taglio in confronto con gli altri fattori di forma. (Jolly e Zubair 1987; Makelainen e Sun 1998; Crisinel e Schumacher 2000)
- La collocazione ottimale per le bugnature è quella che prevede la loro posizione in mezzo all'anima della lamiera. Le bugnature all'angolo tra l'anima e la flangia della lamiera sono molto difficili da realizzare e non inducono grossi benefici alla resistenza allo scorrimento. Le bugnature sulla flangia tesa diminuiscono la loro efficacia. Invece quelli sulla flangia compressa subiscono una deformazione iniziale che incrementa la flessione della soletta. (Jolly e Zubair 1987; Makelainen e Sun 1998)
- Incrementando la lunghezza degli bugnature si hanno benefici sulla resistenza allo scorrimento ma sembra esserci una lunghezza critica oltre il quale non si hanno benefici.
- Bugnature con perforazioni aumentano sensibilmente la resistenza allo scorrimento grazie al fatto che il calcestruzzo penetra nei fori. (Makelainen e Sun 1998)
- Aumentando lo spessore della lamiera si hanno inoltre dei benefici sulla resistenza. (Jolly e Zubair 1987; Makelainen e Sun 1998)
- Le lamiere grecate con sagoma rientrante aumentano le prestazioni del 63 – 88% con una dipendenza lineare della resistenza con la zona di calcestruzzo sotto la porzione rientrante della lamiera. Comunque, una lamiera con questa geometria ma priva di bugnature offre

solo il 50% della resistenza allo scorrimento longitudinale rispetto a lamiere con bugnature.
(Wright e Essawy 1996)

- Uno studio ha dimostrato come la rottura sia dovuta alla frantumazione locale del calcestruzzo laddove il rapporto tra altezza e interasse degli bugnature sia minore di 0,1. Quando questo rapporto è più grande di 0,19 la rottura avviene sempre nel calcestruzzo attraverso un piano di taglio che si estende dalla cima di una bugnatura alla cima di quella vicina. (Kitoh e Sonoda 1996)

L'SDI, facendo riferimento a numerosi progetti di ricerca, sviluppò una procedura di progetto di solette composte basata sulle raccomandazioni fatte da Porter e Ekberg (1976). La procedura di progetto dell'SDI, fu verificata da ricercatori dell'università di Lehigh, Virginia Tech e dall'università dell'Iowa State e ciascuno trovò che il rapporto M_{test} / M_n assumeva valori compresi tra 1,01 e 1,31 (Heagler 1992).

Un riassunto degli standard di progetto dell'ASCE per le solette composte viene di seguito mostrato.

Rottura per flessione:

Questo tipo di rottura avviene quando la soletta ha una interazione completa tra lamiera e calcestruzzo. Questa modalità di rottura si può manifestare nel caso di soletta poco armata o nel caso di soletta troppo armata. Il discriminante, utilizzato per determinare in quale delle due modalità di rottura ci si trova, è la percentuale di armatura d'equilibrio che si calcola come:

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{F_y} \cdot \left[\frac{\varepsilon_s \cdot E_s \cdot (D - d_d)}{(\varepsilon_s \cdot E_s + F_y) \cdot d} \right] \quad (2-8)$$

dove: $\beta_1 = 0,85$ per calcestruzzo con $f'_c < 275,6 \left[\frac{daN}{cm^2} \right]$ e ridotto di una quantità pari a

0,05 per ogni $68,9 \left[\frac{daN}{cm^2} \right]$ di resistenza sopra i $275,6 \left[\frac{daN}{cm^2} \right]$ fino ad un minimo

di $\beta_1 = 0,65$

f'_c = resistenza a compressione del calcestruzzo

F_y = minimo valore dello sforzo di snervamento della lamiera (non deve eccedere i

$4134 \left[\frac{daN}{cm^2} \right]$)

D = altezza totale della soletta

E_s = modulo di elasticità della lamiera

d_d = profondità della lamiera

d = distanza dalla cima della soletta al baricentro della lamiera

Se la percentuale di armatura effettiva è inferiore a quella di equilibrio allora la modalità di rottura prevista è quella di sezione poco armata ($\rho < \rho_b$):

$$\phi \cdot M_n = \phi \cdot A_s \cdot F_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2-9)$$

$\phi = 0,85$ ($\phi = 0,65$ quando $f_u / f_y < 1,08$)

M_n = momento resistente nominale

A_s = area della lamiera per unità di larghezza

a = profondità della zona compressa di calcestruzzo

In ogni caso bisogna usare cautela quando si applica l'equazione 2-9 nel caso di solette composte con lamiera grecata più alte di 7,62 cm. Questa equazione infatti presuppone che l'intera sezione della lamiera grecata si snervi, ma in presenza di lamiera ad alta nervatura non si riesce ad avere un'adeguata duttilità per poter far snervare tutta la sezione della lamiera prima che il calcestruzzo si frantumi. (Sabnis 1979)

Se la percentuale di armatura effettiva è superiore a quella di equilibrio allora la modalità di rottura prevista è quella di sezione troppo armata ($\rho > \rho_b$):

$$\phi \cdot M_n = \phi \cdot \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2 \cdot k_u}{12} \cdot (1 - \beta_1 \cdot k_u) \quad (2-10)$$

$\phi = 0,70$ che è il fattore di riduzione della capacità flessionale

$\beta_2 = 0,425$ per calcestruzzo con $f'_c < 275,6 \left[\frac{daN}{cm^2} \right]$ e ridotto di una quantità pari

a $0,025$ per ogni $68,9 \left[\frac{daN}{cm^2} \right]$ di resistenza sopra i $275,6 \left[\frac{daN}{cm^2} \right]$

$b =$ unità di larghezza

$$k_u = \sqrt{\rho \cdot \lambda + \left(\frac{\rho \cdot \lambda}{2} \right)^2} - \frac{\rho \cdot \lambda}{2} \quad (2-11)$$

$$\lambda = \frac{E_s \cdot \varepsilon_u}{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c} \quad (2-12)$$

$$\rho = \text{percentuale di armatura} = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$\varepsilon_u =$ deformazione ultima del calcestruzzo compresso (= 0,003)

Rottura per scorrimento longitudinale:

Questo tipo di rottura avviene quando la soletta ha una interazione parziale tra lamiera e calcestruzzo. Questa teoria di calcolo è basata sul metodo $m - k$ di Porter ed Ekberg (1975), che più avanti verrà spiegato nel dettaglio, che si basa sull'elaborazione di dati provenienti da prove di tipo full scale-tests eseguite su solette ad una singola campata. Un grafico tipico è mostrato nella figura 2.6. Nella progettazione si riduce la linea di regressione lineare del 15% per tenere in conto della dispersione dei dati.

Senza puntelli:

$$\phi \cdot V_n = \phi \cdot \frac{b \cdot d}{s} \cdot \left(\frac{m \cdot \rho \cdot d}{L'} + k \cdot \sqrt{f'_c} \right) \quad (2-13)$$

Con puntelli:

$$\phi \cdot V_n = \phi \cdot \frac{d}{s} \cdot \left[\left(\frac{m \cdot \rho \cdot d}{L'} + 12 \cdot k \cdot \sqrt{f'_c} \right) + \frac{\gamma \cdot W_1 \cdot L}{2} \right] \quad (2-14)$$

$\phi = 0,75$ che è il fattore di riduzione della capacità flessionale

V_n = resistenza a taglio nominale (per unità di larghezza)

b = unità di larghezza della soletta

d = altezza efficace della soletta

m = coefficiente angolare della linea di regressione lineare ridotta del 15%

ρ = percentuale di armatura = $\frac{A_s}{b \cdot d}$

L' = lunghezza di taglio (pari a un quarto della lunghezza della soletta se essa è caricata in modo uniforme)

k = ordinata dell'intercetta della linea di regressione lineare ridotta del 15%

f'_c = resistenza a compressione del calcestruzzo

γ = coefficiente di proporzionalità del carico permanente aggiuntivo che grava una volta tolti i puntelli

W = carico del vento perpendicolare alla soletta

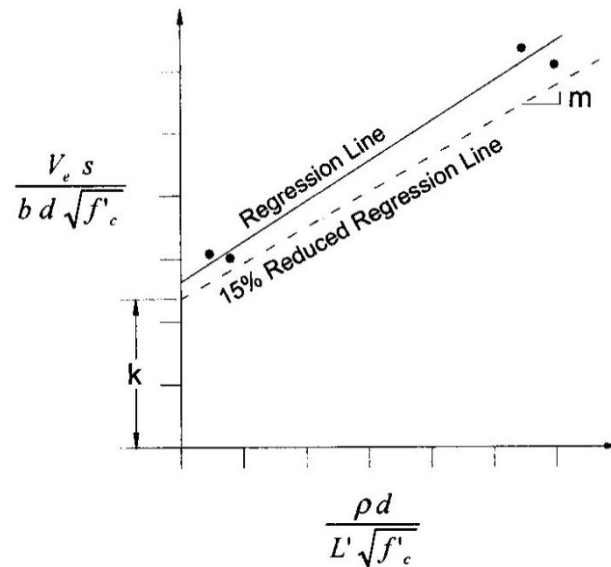


Figura 2.6 – Tipico grafico $m - k$ (Porter e Ekberg 1975)

ASCE (American Society of Civil Engineering) inoltre include un metodo alternativo di progetto contenuto nell'appendice D dello Standard, che era basato sulle raccomandazioni di progetto di Luttrell che includevano la suddivisione della forza di trazione in tre componenti: due che agiscono sulle rispettive flangie superiore e inferiore della lamiera e una che agisce sull'anima della stessa. La capacità di progetto è determinata in corrispondenza dello snervamento della flangia inferiore della lamiera. L'applicazione di un fattore di correzione, K , mette a posto la forza di trazione per tenere in conto della forza di connessione a taglio, che è determinata attraverso le proprietà della lamiera e delle bugnature. La resistenza di "primo snervamento" può essere incrementata del 10% se la soletta contiene barre d'armatura saldate. (Luttrell e Prassanan 1984)

L'Eurocodice 4 ha tracciato le linee guida per la progettazione Europea. Queste procedure sono molto simili agli standard americani, ma includono un metodo addizionale per la determinazione della resistenza ultima allo scorrimento longitudinale. Il metodo fu soprannominato "Partial Shear Connection Method" (PSC) o più brevemente " $\tau - Method$ " (Stark 1991). Questo metodo si allontana dal metodo della connessione parziale usato per le travi composte ed è applicabile solo per prototipi di solette duttili. Patrick sviluppò le basi di questo metodo nel 1990 usando una legge costitutiva per determinare la distribuzione degli sforzi lungo la sezione trasversale (Patrick e Bridge 1990). PSC è preferito rispetto al metodo $m - k$ perché è basato su una teoria meccanica e quindi più intuitiva per i progettisti. È inoltre vantaggioso perché rivela comportamenti specifici in base alle condizioni di carico. Siccome ha una diretta base teorica, questo metodo può tenere in conto anche degli effetti di ancoraggi di estremità, forze di attrito, pioli (Bode e Dauwel 1999;

Bode e Sauerborn 1992; Schuurman e Stark 2000). Questo metodo inoltre permette di tenere in conto di incrementi di resistenza dovuti all'aggiunta di barre d'armatura. (Stark 1991; Bode e Sauerborn 1992).

Il metodo della parziale interazione si basa sull'elaborazione di dati utilizzati per realizzare un grafico che mette in relazione il grado di connessione η con il momento resistente della soletta, come mostrato nella figura 2.7.

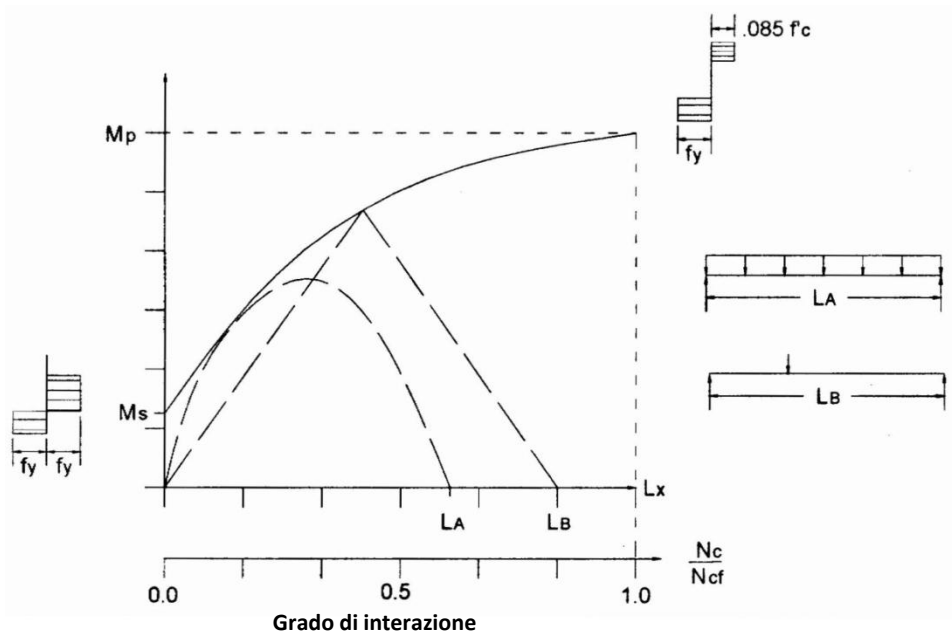


Figura 2.7 – Diagramma di interazione parziale (Bode e Sauerborn 1992)

La resistenza di progetto è calcolata come:

$$M_{p,Rd} = N_c \cdot z + M_{pr} \quad (2-15)$$

dove $M_{p,Rd}$ = momento resistente di progetto

N_c = forza di trazione nella lamiera

z = braccio della coppia interna

M_{pr} = momento resistente della lamiera

Per poter calcolare la resistenza ultima allo sforzo di taglio della soletta, è necessario eseguire una serie di prove sperimentali di tipo full scale-tests su prototipi di soletta che hanno il tipo di lamiera che si sta studiando. La formula per calcolare la resistenza ultima allo sforzo di taglio è la seguente:

$$\tau_u = \frac{\eta \cdot N_{cf}}{b \cdot (L_s + L_o)} \quad (2-16)$$

La resistenza caratteristica allo sforzo di taglio della soletta $\tau_{u,Rk}$ corrisponde al valore minimo sperimentale di τ_u ridotto del 10% e ulteriormente diviso per un coefficiente di sicurezza della resistenza allo scorrimento pari a $\gamma_v = 1,25$. La costruzione dei grafici di progetto è basata sul mettere in equazione la forza di compressione e la forza di trazione e richiede un'analisi fatta a computer. Le solette che hanno gli ancoraggi di estremità dovrebbero avere il grafico di progetto traslato orizzontalmente di una quantità che rappresenta la quota parte di taglio che viene preso dagli ancoraggi. Il metodo della parziale interazione permette di realizzare una progettazione delle solette molto più economica rispetto al metodo $m - k$. (Bode e Sauerborn 1992, Bode e Dauwel 1999, Stark 1991)

Recenti ricerche hanno evidenziato alcuni difetti nelle prescrizioni indicate per lo sviluppo del metodo PSC. La sua applicabilità è limitata alle sole solette che hanno un comportamento duttile, vincolo che deve essere controllato specialmente quando si ha a che fare con solette corte che tendono ad avere un comportamento fragile. I test di tipo full scale-tests su prototipi di solette sono necessari per la determinazione della resistenza allo scorrimento. La resistenza a taglio sperimentale dipende dal livello dello sforzo di taglio che si verifica all'interno della soletta che dipende a sua volta dalle condizioni di carico della soletta. Quindi, la scelta della configurazione di carico deve essere fatta con attenzione. (Veljkovic 2000)

Widjaja (1997) al Virginia Tech usò la teoria dell'interazione parziale per sviluppare due metodi energetici che precludono l'uso dei test full scale-tests ma usano solo i dati che provengono dai test push-off in modo simile a quello che aveva già stabilito Daniels. Questi metodi sono chiamati *metodo iterativo* e *metodo diretto*. Widjaja convertì i dati provenienti dai test push-off in una distribuzione degli sforzi di taglio lungo la soletta. Gli effetti derivanti dalle forze che si oppongono allo scorrimento presenti in vicinanza dei vincoli non vengono considerate. Il metodo iterativo implica la determinazione della resistenza della soletta attraverso l'individuazione della sezione critica in cui si verifica la fessurazione iniziale. Siccome questo metodo determina la resistenza della soletta attraverso la sua storia di carico, un modello elasto-plastico descrive la distribuzione degli sforzi sulla faccia della sezione trasversale. La deformazione del calcestruzzo è determinata dalla sua relazione con lo scorrimento tra lamiera e calcestruzzo. Questo metodo è diverso rispetto al PSC di Patrick perché questo ultimo non considera la resistenza della soletta non collaborante. Il metodo diretto determina la resistenza della soletta sommando i momenti dovuti alle forze trasmesse dal taglio tra lamiera e calcestruzzo a dopo aggiungendo la rimanente

resistenza della lamiera non collaborante. Le forze di taglio trasmesse sono determinate dal test push-off.

Calixto e i suoi colleghi (1998) svilupparono un nuovo tipo di equazione di progetto per il metodo PSC che separava il contributo dell'attrito dal contributo dovuto all'ingranamento meccanico. Sebbene l'equazione sia lievemente più complessa, essa descrive in modo migliore il comportamento dei prototipi. Le risultanti resistenze di progetto erano più accurate e più vicine alle resistenze sperimentali rispetto a quelle che derivavano dall'utilizzo del metodo $m - k$.

Schuurman e Stark (2000) stanno ancora sviluppando un nuovo modello per la distribuzione degli sforzi di taglio longitudinali che include il considerare un incremento dell'attrito vicino agli appoggi invece di considerare il taglio uniforme lungo tutta la soletta. Questo modello usa tre parametri: il taglio agli appoggi, il taglio lontano dagli appoggi e la distanza oltre il quale agisce l'incremento dell'attrito. Siccome è difficile determinare questi parametri, è ancora troppo presto per usare questa equazione come modello di progetto.

Veljkovic (1994; 1996; 2000) studiò una versione modificata del metodo PSC che poteva applicarsi non solo alle solette duttili ma anche a quelle fragili. Inoltre poteva tenere in conto anche degli effetti derivanti dalle diverse condizioni di carico grazie all'uso di una *lunghezza di trasferimento* al posto della lunghezza di taglio. Il riscontro della giusta predizione di questo metodo è ancora sotto analisi. I risultati che derivano da tre diversi test push-off danno la possibilità di ricavare i dati necessari per stabilire i parametri della resistenza a taglio: il tradizionale push-off test descrive il comportamento dovuto all'ingranamento meccanico, il test push-off *a trazione* determina la riduzione della lunghezza a taglio dovuta all'appiattimento delle bugnature tese, e il *test dell'attrito* determina il coefficiente d'attrito. Una funzione di distribuzione usata inserendo al suo interno i dati provenienti da questi tre test, genera una distribuzione degli sforzi di taglio lungo la soletta. Un modello ad elementi finiti usa questa distribuzione per simulare la prova sperimentale full scale-tests e determina lo sforzo di taglio medio alla rottura. Il modello considera come la fessurazione del calcestruzzo influenza la distribuzione degli sforzi di taglio Veljkovic usa due coefficienti correttivi per trasformare il comportamento complesso derivante dal modello agli elementi finiti in un modello semplice e facilmente computabile a mano. L'uso della sua equazione di progetto genera tre punti che se inviluppati descrivono l'andamento della resistenza a taglio lungo la soletta e questa distribuzione può essere usata per solette su una campata.

Diversi altri ricercatori hanno effettuato analisi ad elementi finiti per modellare il comportamento delle solette. Veljkovic ha usato elementi finiti a piastra nel suo modello ad elementi finiti, mentre

altri ricercatori hanno usato elementi trave (Tenhovuori e Lesela 1998) mentre altri hanno usati altri approcci ancora (Sebastian e McConnel 2000). Questi metodi sono ancora oggetto di ricerca ma sono utili per illustrare il comportamento della soletta.

Daniels e Crisinel (1988; 1993) svilupparono un metodo con analisi numeriche che sperimentalmente richiede solo i test push-off e che è applicabile anche a solette su più campate. Il vantaggio di questo metodo è che non richiede l'esecuzione di un test sperimentale full scale-tests. Il modello richiede che siano fatte delle assunzioni e delle semplificazioni sulle proprietà dei materiali, ma tiene conto della non linearità del comportamento del materiale e dello scorrimento tra la lamiera e il calcestruzzo. Due parametri definiscono il comportamento di ogni sezione trasversale: la forza assiale e la curvatura. La forza assiale è la somma delle forze di taglio nelle componenti calcestruzzo o lamiera. Una analisi non lineare ad elementi finiti della parziale connessione stima il comportamento della soletta sottoposta a carico. L'utente incrementa il carico finché il metodo non entra in instabilità numerica che indica la rottura della soletta. I risultati di queste analisi numeriche hanno dimostrato che questo metodo approssima molto bene il metodo PSC e il metodo $m - k$.

Crisinel e Schumacher (1999; 2000) stanno sviluppando un nuovo metodo semplificato che non dipende da prove sperimentali o da simulazioni numeriche. La base di questo metodo è quella di creare una curva momento – curvatura tri-lineare sulla sezione critica della soletta. La curva tri-lineare rappresenta tre fasi:

1. comportamento elastico lineare della soletta senza scorrimenti tra calcestruzzo e lamiera e senza fessurazione del calcestruzzo
2. comportamento elasto-plastico con fessurazione del calcestruzzo e inizio dello scorrimento ma con mantenimento della completa interazione da parte della soletta
3. comportamento elasto-plastico non lineare con parziale interazione tra calcestruzzo e lamiera.

I campioni fragili tendono a rompersi alla fine della fase 2 che corrisponde alla rottura dell'adesione chimica. Prototipi duttili tendono a rompersi alla fine della fase 3 che corrisponde alla rottura del legame meccanico. Questo metodo è poco accurato per campioni fragili dato che la resistenza allo scorrimento offerta dall'adesione chimica è poco consistente, ma fornisce risultati molto attendibili per prototipi duttili.

2.2 Stato dell'arte delle prove sulle solette composte in Italia

Nel 1998 il Prof. Paolo Napoli del Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica del Politecnico di Torino e il Dr. Mario Sassone hanno sviluppato una discussione critica dei metodi $m - k$ e della *parziale interazione* utilizzati per la progettazione delle solette composte. Lo scopo dell'indagine è stato quello di valutare le differenze dei due procedimenti di calcolo al fine di valutare quali potevano essere le differenze nell'interpretazione dei dati sperimentali ed in che misura i due diversi metodi sono in grado di cogliere i vari aspetti del fenomeno fisico. A tale scopo, Napoli e Sassone hanno applicato i due metodi ai dati relativi ad una serie di 41 test su campioni in grandezza reale, desunti dalla letteratura scientifica, e hanno elaborato e confrontato le previsioni ottenute. I risultati delle loro elaborazioni hanno dimostrato che il metodo $m - k$ è maggiormente aderente alla realtà sperimentale rispetto al metodo *P.I.* Tuttavia i relatori hanno sottolineato il fatto che ciò non significa che il metodo della parziale interazione (tra l'altro l'unico presente nella norma CNR 10016/2000) debba essere abbandonato, in quanto esso presenta comunque due sensibili vantaggi. A differenza del metodo $m - k$, che è poco più di un'interpretazione statistica dei risultati sperimentali, il metodo *P.I.* è basato su un chiaro modello meccanico di comportamento, che ne consente una sicura applicazione per condizioni di carico diverse da quelle di prova, per le quali il metodo $m - k$ può solo procedere empiricamente per analogia.

Il metodo della parziale interazione può essere ulteriormente perfezionato per tenere in conto della connessione concentrata di estremità conseguenza dell'attrito indotto dalla reazione vincolare o dalla presenza di connettori saldati alle travi attraverso la lamiera.

Allo stato attuale inoltre, in Italia, sono state effettuate poche prove sui solai composti, prove necessarie per lo sviluppo di studi sull'argomento. Il che si traduce in carenza o incompletezza della normative vigente sul territorio nazionale.

Capitolo 3 : **NORMATIVA EUROCODICE 4 E NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI**

3.1 Generalità

In questo capitolo presento una trattazione più organica e maggiormente dettagliata, secondo la vigente normativa, del progetto, delle verifiche e delle prove di qualifica relative ai solai misti in lamiera grecata e calcestruzzo; infatti si sono integrati i collegamenti tra i vari punti all'interno dell'Eurocodice 4 stesso e i richiami di questo ultimo agli altri Eurocodice [**Eurocodice 2 parte 1-1; Eurocodice 3 parte 1-3**]. Inoltre si sono prese in considerazione anche le disposizioni fornite dalle norme CNR 10016 e 10022.

L'Eurocodice 4 [**UNI ENV 1994-1-1 punto 1.5.2.6 "Solai composti"**] definisce la soletta composta come un elemento composto orizzontale bidimensionale soggetto principalmente a flessione, nel quale le lamiere grecate di acciaio:

- inizialmente sono usate come cassero a perdere capace di sopportare il calcestruzzo fresco, l'armatura e i carichi locali (come ad esempio il peso degli operai, dei macchinari per il getto di calcestruzzo e impatti o vibrazioni che possono verificarsi);
- successivamente le lamiere si combinano strutturalmente con il calcestruzzo indurito e agiscono come armatura (parziale o totale) in trazione nella soletta completata.

Una volta raggiunto il comportamento composto, [**UNI ENV 1994-1-1 punto 9.1.2.1**] (ossia quel comportamento che si ottiene dopo che le parti del solaio costituito da lamiera grecata, armatura aggiuntiva e calcestruzzo indurito, siano state combinate in modo da formare un unico elemento strutturale), la lamiera grecata deve essere in grado di trasmettere la forza di scorrimento all'interfaccia fra l'acciaio e il calcestruzzo; poiché non è ammissibile fare conto sulla sola aderenza chimica fra i due materiali, devono essere presenti altri sistemi che garantiscano un efficace trasferimento del taglio longitudinale. La connessione tra acciaio e calcestruzzo può essere fornita dall'ingranamento meccanico (generato dalla deformazione del profilo tramite dentelli o bugnature) oppure dall'ingranamento ad attrito (dovuto a profili sagomati con forme rientranti). Questo ultimo può essere integrato con ancoraggi ottenuti dalla deformazione delle nervature all'estremità della lamiera. Inoltre l'ingranamento può essere combinato con ancoraggi di estremità come pioli saldati o altri tipi di collegamenti locali fra piano d'acciaio e calcestruzzo.

Secondo la norma **CNR 10022, "Profilati a freddo : istruzioni per l'impiego delle costruzioni"**, gli spessori della lamiera grecata non possono scendere al di sotto dei 6/10 [mm] per le lamiere di

parete e copertura e al di sotto dei 7/10 [mm] per le lamiera di solaio. Questo per garantire la sicurezza durante le fasi di movimentazione e trasporto degli elementi, la loro pedonabilità (per lamiera di copertura di solaio) e la loro manutenzione (non solo nella fase di montaggio nella quale potrebbero eventualmente essere predisposti appositi camminamenti con tavole o altro). Nel caso esistano limiti alla pedonabilità il produttore dovrà chiaramente specificarlo. Per pedonabilità si intende la possibilità di sostenere in ogni punto della lamiera grecata (disposta nello stesso modo in cui verrà impiegata) un carico di 883 [N] agente su una superficie di 6 [m] per 6 [m] senza che si producano deformazioni permanenti o rotture.

Secondo l'Eurocodice [UNI ENV 1994-1-1 punto 9.2.1] un solaio composto non deve avere un'altezza totale $[h]$ minore di 80 [mm], mentre lo spessore della soletta di calcestruzzo soprastante l'estradosso delle nervature della lamiera grecata $[h_c]$ non può scendere al di sotto dei 40 [mm]. Nel caso in cui la soletta formi con la trave una membratura composta, oppure sia impiegata come diaframma, i due valori precedenti sono indicati rispettivamente in 90 e 50 [mm].

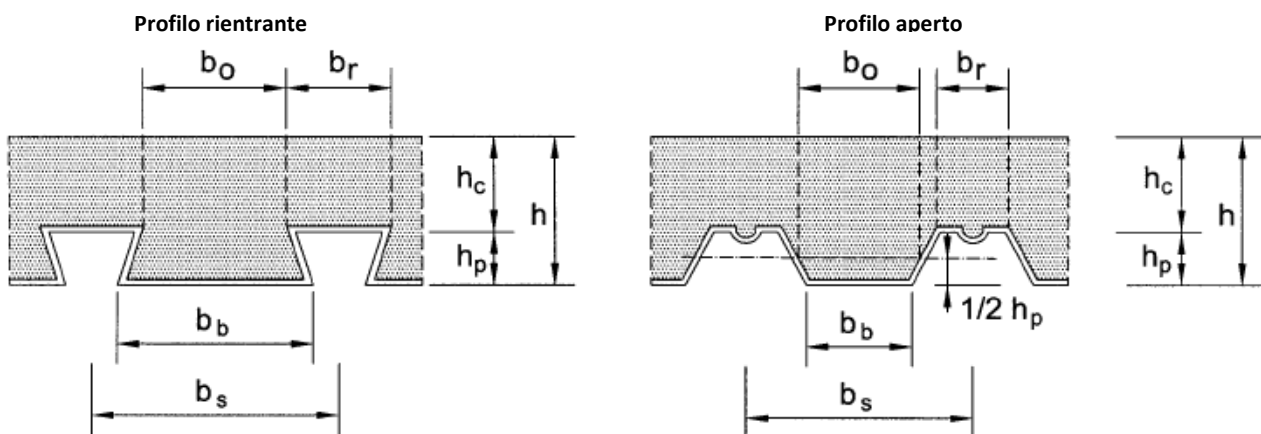


Figura 3.1.1 – Dimensioni della lamiera e della soletta

Il getto di calcestruzzo [UNI ENV 1994-1-1 punto 9.2.2] deve essere confezionato con inerti aventi dimensioni nominali minori di $0,4 \cdot h_c$, di $\frac{b_0}{3}$ dove b_0 è la larghezza media delle nervature oppure la minima larghezza nel caso di sezioni con profili rientranti), e di 31,5 [mm]; in ogni caso gli aggregati devono avere una misura nominale dipendente dalla più piccola dimensione dell'elemento strutturale nel quale viene eseguito il getto.

Gli appoggi che sostengono i solai composti [UNI ENV 1994-1-1 punto 9.2.3] devono avere una larghezza minima di 75 [mm] se realizzati in acciaio o calcestruzzo e di 100 [mm] se sono in altri

materiali, e la lamiera grecata deve appoggiare rispettivamente per almeno 50 – 70 [mm]. Le lamiere si possono anche sovrapporre in corrispondenza degli appoggi, purché si rispettino le limitazioni precedenti. Se il progetto prende in considerazione fattori di rilievo come tolleranze, carichi, campate, altezza dell'appoggio e requisiti di continuità per le armature, questi valori di riferimento possono essere diminuiti; in questi casi però bisogna fare molta attenzione affinché gli ancoraggi della lamiera siano realizzati senza danneggiare il sostegno e che non avvenga il collasso in seguito a spostamenti accidentali durante la costruzione.

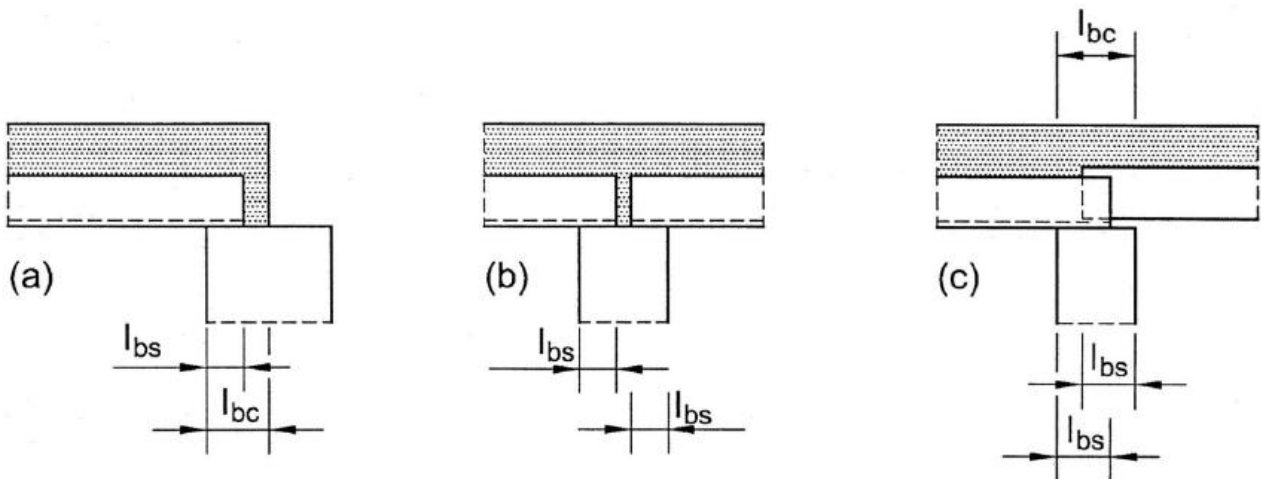


Figura 3.1.2 – Lunghezze minime di appoggio

Nella fase di progetto occorre analizzare tutte le situazioni rilevanti e tutti i possibili stati limite in modo da garantire un certo livello di sicurezza e di efficienza in esercizio [UNI ENV 1994-1-1 punto 9.3.1]. Per far questo bisogna prendere in considerazione due fasi distinte di funzionamento del solaio: la prima in cui la lamiera funge da cassero per il calcestruzzo e dove si rende necessario considerare anche l'effetto della presenza di eventuali puntelli, la seconda in cui il solaio ha raggiunto il pieno comportamento composto.

3.2 Lamiera grecata agente come cassero

3.2.1 Azioni

Quando la lamiera grecata funge da cassaforma il calcolo deve tenere in considerazione i carichi dovuti [UNI ENV 1994-1-1 punto 9.3.2] al peso del calcestruzzo e dell'acciaio, i carichi in fase di costruzione, i carichi da immagazzinamento, l'effetto ristagno (cioè l'incremento dell'altezza di calcestruzzo dovuto all'inflexione della lamiera). I carichi in fase di costruzione sono definiti nell'[UNI ENV 1991-1-6 punto 4.11.2] e includono:

- il peso degli operai e dei macchinari per il getto del calcestruzzo
- eventuali impatti o vibrazioni
- accumuli locali di calcestruzzo che possono manifestarsi durante la costruzione

Il carico di costruzione caratteristico e il peso del calcestruzzo in eccedenza sono pari complessivamente a 1,5 [kN/m²] su ogni area di 3×3 [m²] (o la lunghezza della campata, se minore) e pari a 0,75 sulla rimanente area, come indicato nella tabella sottostante (tabella 3.2.1.1). Questi carichi vanno aggiunti a quelli fissi, cioè al peso proprio del calcestruzzo e della lamiera di acciaio e devono essere disposti in modo da ottenere il massimo momento flettente o taglio.

Azioni	Area caricata	Carico [kN/m ²]
(a)	All'interno dell'area di lavoro di 3×3 [m ²] o la lunghezza della campata se minore	Concentrazione del carico di costruzione di 1,5
(b)	Fuori dell'area di lavoro	Carico di costruzione distribuito di 0,75
(c)	Area effettiva	Carico fisso

Tabella 3.2.1.1 – Valori caratteristici raccomandati delle azioni dovute ai carichi da costruzione

Tali carichi sono da considerarsi minimi; qualora siano previsti effetti più severi dovuti a impatti, a eccessivi ristagni di calcestruzzo, a carichi dovuti a tubazioni e apparecchiature di pompaggio, si devono considerare nel progetto carichi aggiuntivi per dimostrare che la lamiera, priva del contributo del calcestruzzo, resista a un carico caratteristico di 1 [kN] applicato su un'area quadrata di lato 300 [mm], disposto nelle posizioni più sfavorevoli tranne che in corrispondenza delle nervature adiacenti a un bordo libero.

L'effetto di accumulo può essere trascurato nel caso in cui lo spostamento in mezzeria della lamiera (calcolato nello stato limite di servizio), dovuto al peso proprio più il peso del calcestruzzo fresco, sia minore di 1/10 dello spessore della soletta. Se invece questo limite è superato si deve tenere in conto l'effetto di accumulo; un modo per tenere in conto di questo effetto può essere quello di assumere nel progetto un incremento dello spessore nominale del calcestruzzo, per l'intera campata, pari al 70% della freccia in mezzeria.

Per quanto riguarda l'analisi delle sollecitazioni della lamiera grecata agente come cassero, l'[UNI ENV 1994-1-1 punto 9.4.1] rimanda all'[UNI ENV 1993-1-3 punto 7.1] dove viene consentita l'analisi elastica utilizzando però delle proprietà della sezione trasversale della lamiera modificate.

3.2.2 Verifiche di resistenza

Stato limite ultimo

Quando la lamiera funziona da casseforma per il getto di calcestruzzo è necessario calcolare il momento resistente di progetto della lamiera grecata di acciaio e poi verificare che questo sia maggiore del momento sollecitante di progetto (peso proprio, peso del getto di calcestruzzo e possibili carichi dovuti al passaggio di operai, macchinari o altro).

La lamiera, in questa fase, può essere soggetta a fenomeni di instabilità locale e imbozzamento perciò, nel calcolare il momento resistente di progetto, bisogna tenere conto di questi fenomeni, determinando l'area efficace della lamiera che viene poi ulteriormente ridotta.

Riferendosi al seguente caso, tipicamente applicabile al caso di lamiera semplicemente appoggiata, si ha (figura 3.2.1.1):

- lamiera soggetta a momenti positivi;
- irrigidimento/i nella flangia compressa;
- irrigidimento/i nell'anima;
- irrigidimento/i nella flangia tesa.

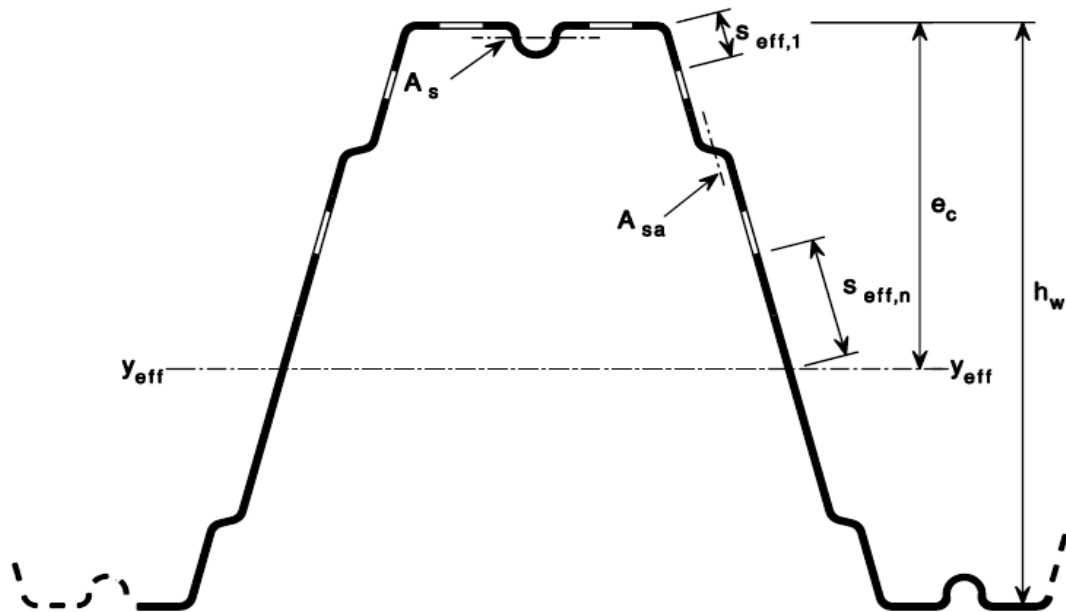


Figura 3.2.1.1 – Lamiera con profilo geometrico trapezoidale con flange ed anime irrigidite

Si può adottare, basandosi sulle disposizioni date dalla [UNI ENV 1993-1-3 punto 5.5.3.4.4], il seguente procedimento di calcolo per tenere conto dell'interazione tra le instabilità distorsionali (instabilità flessionale della flangia irrigidita e dell'anima irrigidita):

1. Si calcola il valore della tensione critica dell'irrigidimento di flangia $\sigma_{cr,s}$ nel caso di uno o più irrigidimenti simmetrici come segue (caso di due irrigidimenti) [UNI ENV 1993-1-3 punto 5.5.3.4.2]:

$$\sigma_{cr,s} = \frac{4,2 \cdot k_w \cdot E}{A_s} \cdot \sqrt{\frac{I_s \cdot t^3}{8 \cdot b_1^2 \cdot (3 \cdot b_e - 4 \cdot b_1)}} \quad (3.1)$$

con:

$$b_e = 2 \cdot b_{p,1} + b_{p,2} + 2 \cdot b_s$$

$$b_1 = b_{p,1} + 0,5 \cdot b_r$$

dove: $b_{p,1}$ = larghezza teorica del piano fra elementi fuori piano; in una sezione in cui sono presenti angoli arrotondati la larghezza teorica deve essere misurata tra i punti medi degli angoli degli elementi adiacenti (vedi figura 3.2.1.2);

P è il punto medio dello spigolo o della piegatura

X è l'intersezione delle linee d'asse

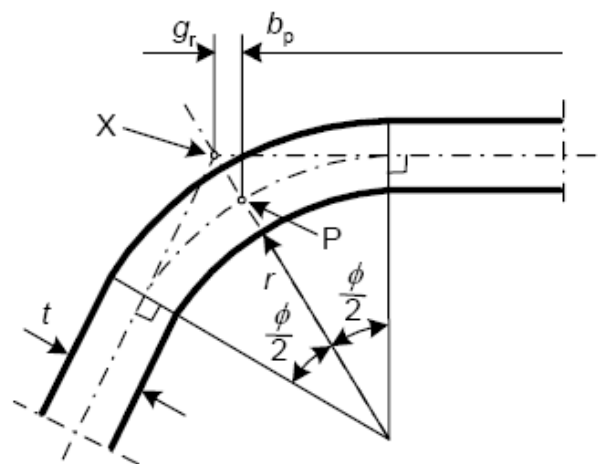


Figura 3.2.1.2 – Punto medio della curvatura

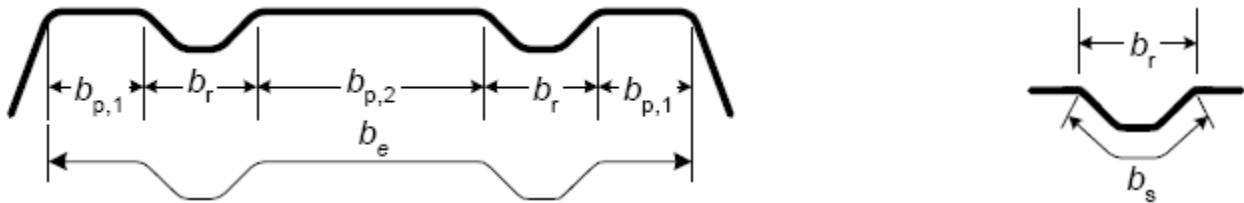


Figura 3.2.1.3 – Caratteristiche flangia compressa

$b_{p,2}$ = larghezza teorica dell'elemento centrale del piano;

b_r = larghezza complessiva dell'irrigidimento;

b_s = sviluppo dell'irrigidimento;

I_s = momento di inerzia dell'area A_s rispetto al baricentro dell'area stessa;

t = spessore nominale della lamiera al netto del rivestimento (zincatura, ecc...)

k_w = è un coefficiente che tiene in conto della presenza dell'anima come vincolo alla parziale rotazione della flangia irrigidita; si determina come segue:

▪ se $\frac{l_b}{s_w} \geq 2$ $k_w = k_{wo}$ (3.2a)

▪ se $\frac{l_b}{s_w} < 2$ $k_w = k_{wo} - (k_{wo} - 1) \cdot \left[\frac{2 \cdot l_b}{s_w} - \left(\frac{l_b}{s_w} \right)^2 \right]$ (3.2b)

dove:

s_w = altezza dell'anima in direzione inclinata (vedi figura 3.2.1.4);

$$l_b = 3,65 \cdot \sqrt[4]{\frac{I_s \cdot b_1^2 \cdot (3 \cdot b_e - 4 \cdot b_1)}{t^3}} \quad (3.3)$$

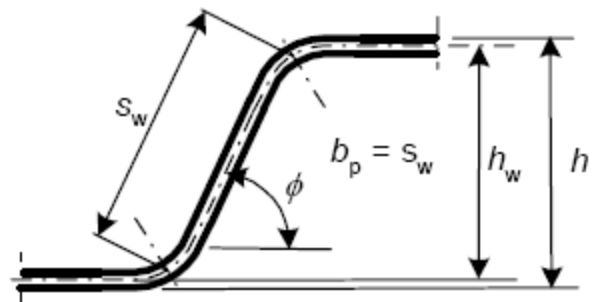


Figura 3.2.1.4 – Altezza dell'anima

$$k_{wo} = \sqrt{\frac{(2 \cdot b_e + s_w) \cdot (3 \cdot b_e - 4 \cdot b_1)}{b_1 \cdot (4 \cdot b_e - 6 \cdot b_1) + s_w \cdot (3 \cdot b_e - 4 \cdot b_1)}} \quad (3.4)$$

Con:

A_s = area efficace dell'irrigidimento della flangia;

è definita come di seguito:

$$A_s = t \cdot (b_{1,e2} + b_{2,e1} + b_s)$$



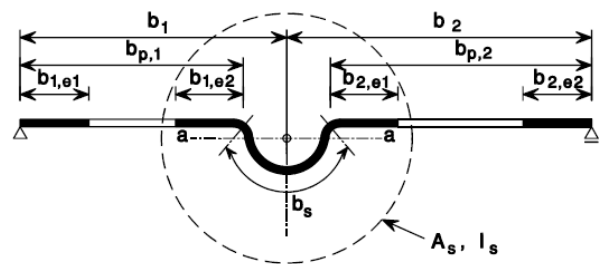
Figura 3.2.1.5 – Sezione trasversale per il calcolo di A_s

Per trovare le larghezze efficaci si deve procedere iterativamente [UNI ENV 1993-1-3 punto 5.5.3.3] con la procedura che di seguito riporto per passi:

1) Si acquisisce una sezione iniziale effettiva per l'irrigidimento usando la larghezza efficace determinata dall'assunzione che l'irrigidimento sia tale da garantire un vincolo fisso e una distribuzione degli sforzi pari a $\sigma_{com,Ed} = \frac{f_{yb}}{\gamma_{M0}}$; i valori iniziali di $b_{1,e2}$ e $b_{2,e1}$ sono determinati assumendo che gli elementi piani $b_{p,1}$ e $b_{p,2}$ sono appoggiati all'estremità e secondo la nota [UNI ENV 1993-1-3 punto 5.5.2] che rimanda alla [UNI ENV 1993-1-5 punto 4.4] si assume che:

$$b_{1,e2} = 0,5 \cdot b_{eff,1} \quad b_{eff,1} = \rho \cdot b_{p,1}$$

$$b_{2,e1} = 0,5 \cdot b_{eff,2} \quad b_{eff,2} = \rho \cdot b_{p,2}$$



dove il fattore riduttivo ρ è:

$$\rho = 1 \quad \text{per } \bar{\lambda}_p \leq 0,673$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055 \cdot 4}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1 \quad \text{per } \bar{\lambda}_p > 0,673$$

Con
$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \sqrt{\frac{f_y \cdot \gamma_{M0}}{f_{yb}}} (= 1)$$

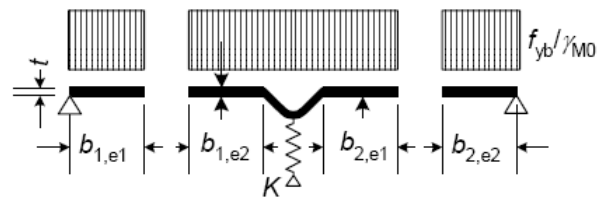


Figura 3.2.1.6 (a)

1. Si usa la sezione trasversale iniziale dell'irrigidimento per determinare il fattore di riduzione per l'instabilità tenendo conto dell'effetto del vincolo offerto dalla molla. Lo sforzo critico all'instabilità per l'irrigidimento si può ottenere dalla:

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2 \cdot \sqrt{K \cdot E \cdot I_s}}{A_s} \quad \text{dove } K \text{ è la rigidezza della molla per unità di lunghezza e si}$$

calcola attraverso questa espressione: $K = \frac{u}{\delta}$ dove u è il carico unitario agente nel baricentro della sezione trasversale efficiente mentre δ è la flessione dell'irrigidimento. In questo caso si può assumere:

$$\delta = \frac{u \cdot b_1^2 \cdot b_2^2}{3 \cdot (b_1 + b_2)} \cdot \frac{12 \cdot (1 - \nu^2)}{E \cdot t^3}$$

I_s è il momento di inerzia dell'irrigidimento calcolato sull'area efficace attorno all'asse $a - a$.

Ottenuta la $\sigma_{cr,s}$ si procede col calcolare il fattore di riduzione da applicare alla resistenza di snervamento:

$$\chi_d = 1 \quad \text{se } \bar{\lambda}_d \leq 0,65$$

$$\chi_d = 1,47 - 0,723 \cdot \bar{\lambda}_d \quad \text{se } 0,65 < \bar{\lambda}_d < 1,38$$

$$\chi_d = \frac{0,66}{\bar{\lambda}_d} \quad \text{se } \bar{\lambda}_d \geq 1,38$$

dove $\bar{\lambda}_d = \sqrt{\frac{f_{yb}}{\sigma_{cr,s}}}$

2. Si itera per ridefinire il valore del fattore di riduzione fino a convergenza in questo modo; si applica una distribuzione di sforzi ridotta per l'area efficace dell'irrigidimento, trovata al primo

step, di valore: $\frac{\chi_d \cdot f_{yb}}{\gamma_{M0}}$

A questo punto si ripete il procedimento dallo step 1 calcolando la larghezza efficace quando la lamiera è sottoposta a una distribuzione di sforzi pari a

$$\sigma_{com,Ed,i} = \frac{\chi_d \cdot f_{yb}}{\gamma_{M0}} \quad \text{con } \chi_d$$

proveniente dalla precedente iterazione. Si itera finché

$$\chi_{d,n} \approx \chi_{d,n-1}; \chi_{d,n} \leq \chi_{d,n-1}$$

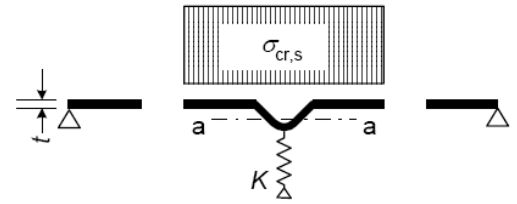


Figura 3.2.1.6 (b)

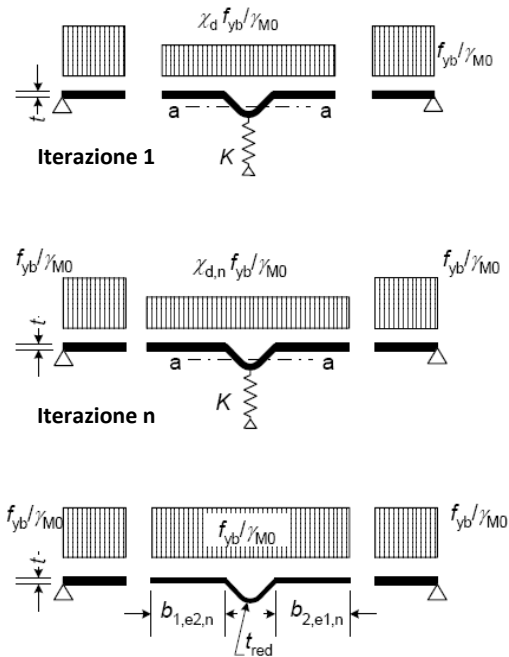


Figura 3.2.1.6 (c)

2) Si calcola la tensione critica $\sigma_{cr,sa}$ per gli irrigidimenti d'anima, nel caso di un solo irrigidimento nella zona compressa, come di seguito [UNI ENV 1993-1-3 punto 5.5.3.4.3]:

$$\sigma_{cr,sa} = \frac{1,05 \cdot k_f \cdot E \cdot \sqrt{I_s \cdot t^3 \cdot s_1}}{A_{sa} \cdot s_2 \cdot (s_1 - s_2)} \quad (3.5)$$

con $s_1 = 0,9 \cdot (s_a + s_{sa} + s_c)$

$$s_2 = s_1 - s_a - 0,5 \cdot s_{sa}$$

dove i termini sono così definiti:

k_f : coefficiente che tiene conto della parziale limitazione rotazionale dell'anima irrigidita dalla flangia e dagli altri elementi adiacenti (può in questo essere posto cautelativamente $k_f = 1$ se non esistono dettagliate informazioni a riguardo);

I_s : momento d'inerzia dell'area efficace dell'irrigidimento d'anima rispetto all'asse baricentrico parallelo agli elementi piani dell'anima. L'area comprende

la larghezza s_{sa} e le due strisce, ognuna di larghezza $s_{eff,1}$ come si vede in figura

3.2.1.7

$$A_{sa} = t \cdot (s_{eff,2} + s_{eff,3} + s_{sa})$$

area efficace dell'irrigidimento dell'anima;

s_c : come definito in figura 3.2.1.8

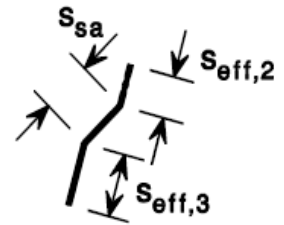
Per ottenere l'area efficace si deve in un primo momento calcolare le lunghezze efficaci dei tratti piani compresi fra flangia e irrigidimento e fra irrigidimento e asse baricentrico efficace:

$$s_{eff,0} = 0,76 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{yp}}}$$

$$s_{eff,1} = s_{eff,0}$$

$$s_{eff,2} = \left(1 + 0,5 \cdot \frac{h_a}{e_c} \right) \cdot s_{eff,0}$$

$$s_{eff,3} = \left[1 + 0,5 \cdot \frac{(h_a + h_{sa})}{e_c} \right] \cdot s_{eff,0}$$



Sezione trasversale per la determinazione di A_{sa}

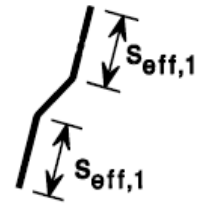


Figura 3.2.1.7 Sezione trasversale per la determinazione di I_s

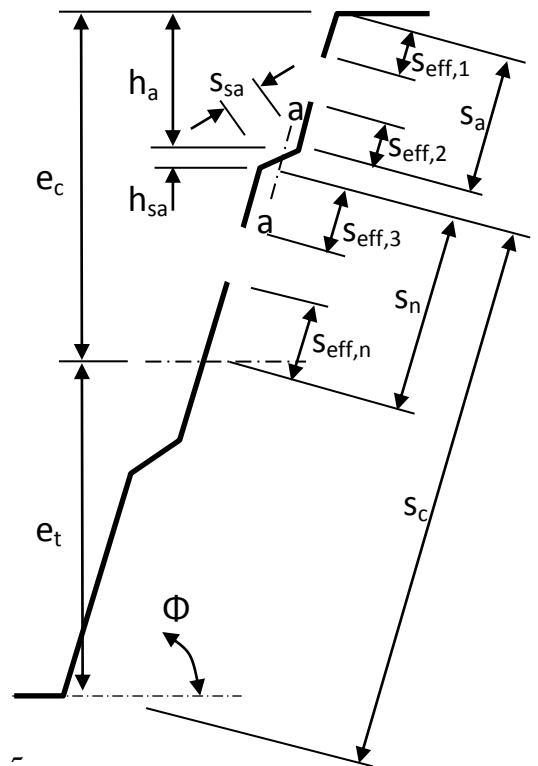


Figura 3.2.1.8 – Sezione trasversale efficace delle anime di una lamiera trapezoidale

dove e_c è la distanza dall'asse baricentrico della sezione efficace all'estradosso della lamiera prendendo in prima approssimazione gli elementi di flangia prima calcolati e le anime come interamente reagenti; mentre le altre dimensioni h_a, h_{sa} sono definite in figura 3.2.1.8.

Questi valori vanno poi verificati e modificati come segue:

- se $s_{eff,1} + s_{eff,2} \geq s_a$

allora
$$s_{eff,1} = \frac{s_a}{2 + 0,5 \cdot \frac{h_a}{e_c}}$$

$$s_{eff,2} = s_a \cdot \frac{1 + 0,5 \cdot \frac{h_a}{e_c}}{2 + 0,5 \cdot \frac{h_a}{e_c}}$$

- se $s_{eff,3} + s_{eff,n} \geq s_n$

allora
$$s_{eff,3} = s_n \cdot \frac{1 + 0,5 \cdot \frac{h_a + h_{sa}}{e_c}}{2,5 + 0,5 \cdot \frac{h_a + h_{sa}}{e_c}}$$

$$s_{eff,n} = 1,5 \cdot \frac{s_n}{2,5 + 0,5 \cdot \frac{h_a + h_{sa}}{e_c}}$$

3) Si calcola il valore della tensione critica modificata $\sigma_{cr,mod}$ che tiene conto dell'interazione tra gli irrigidimenti di anima e flangia come segue:

$$\sigma_{cr,mod} = \frac{\sigma_{cr,s}}{\sqrt[4]{1 + \left(\beta_s \cdot \frac{\sigma_{cr,s}}{\sigma_{cr,sa}} \right)^4}} \quad (3.6)$$

dove $\beta_s = 1 - \frac{h_a + 0,5 \cdot h_{sa}}{e_c}$ per un profilo inflesso.

4) Si calcolano infine le aree efficaci ridotte degli irrigidimenti di flangia e anima come:

- $A_{s,red} = \chi_d \cdot A_s \cdot \frac{f_{yb}}{\gamma_{M0} \cdot \sigma_{com,ser}}$ e comunque $A_{s,red} \leq A_s$ (3.7)

- $A_{sa,red} = \chi_d \cdot \frac{A_{sa}}{\left[1 - \frac{(h_a + 0,5 \cdot h_{sa})}{e_c} \right]}$ e comunque $A_{sa,red} \leq A_s$ (3.8)

$$\begin{aligned}
 \text{con } \chi_d &= 1 & \text{se } \bar{\lambda}_d &\leq 0,65 \\
 \chi_d &= 1,47 - 0,723 \cdot \bar{\lambda}_d & \text{se } 0,65 < \bar{\lambda}_d < 1,38 \\
 \chi_d &= \frac{0,66}{\bar{\lambda}_d} & \text{se } \bar{\lambda}_d &\geq 1,38 \\
 \text{dove } \bar{\lambda}_d &= \sqrt{\frac{f_{yb}}{\sigma_{cr,mod}}}
 \end{aligned}$$

Nella determinazione delle proprietà della sezione efficace, le aree efficaci ridotte possono essere rappresentate mediante spessori ridotti per tutti gli elementi inclusi in con A_s o A_{sa} :

- flangia: $t_{red} = \frac{t \cdot A_{s,red}}{A_s}$ (3.9)

- anima: $t_{red} = t \cdot \chi_d$ (3.10)

Per la verifica allo stato limite ultimo, nel caso di lamiera soggetta a pura flessione si valuta il modulo resistente efficace della sezione W_{eff} a partire dall'area efficace della sezione di lamiera (area efficace ridotta degli irrigidimenti più area efficace delle parti piane di lamiera) rispetto al proprio asse principale.

Se il modulo resistente efficace della sezione, W_{eff} , è minore del modulo resistente della totale sezione elastica, W_{el} , il massimo momento resistente della sezione trasversale è pari a:

$$M_{c,Rd} = \frac{f_{yp} \cdot W_{eff}}{\gamma_{M0}} \quad (3.11)$$

Se invece il modulo resistente efficace della sezione, W_{eff} , è uguale al modulo resistente della totale sezione elastica, W_{el} , si pone:

$$M_{c,Rd} = \frac{f_{yp} \cdot \left(W_{el} + (W_{pl} - W_{el}) \cdot 4 \cdot \left(1 - \frac{\lambda}{\lambda_{el}} \right) \right)}{\gamma_{M0}} \text{ e comunque non maggiore di } \frac{f_{yp} \cdot W_{pl}}{\gamma_{M0}} \quad (3.12)$$

dove: λ è la snellezza dell'elemento che corrisponde al valore più grande di $\frac{\lambda}{\lambda_{el}}$ che

assume i seguenti valori:

- per un elemento piano doppiamente appoggiato $\lambda = \bar{\lambda}_p$ e $\lambda_{el} = 0,5 + \sqrt{0,25 - 0,055 \cdot (3 + \psi)}$ dove ψ è il rapporto delle tensioni come indicato nell'[UNI ENV 1993-1-5 punto 4.4] e nella figura sottostante;
- per elementi a sbalzo $\lambda = \bar{\lambda}_p$ e $\lambda_{el} = 0,673$
- per elementi irrigiditi $\lambda = \bar{\lambda}_d$ e $\lambda_{el} = 0,65$

Stress distribution (compression positive)				Effective ^p width b_{eff}		
				$\psi = 1:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,5 b_{eff}$		
				$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff} \quad b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,6 b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
Buckling factor k_σ	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$

Quindi il massimo momento resistente della sezione risulta essere dipendente dalla snellezza dell'elemento più snello e l'andamento segue una curva di questo tipo:

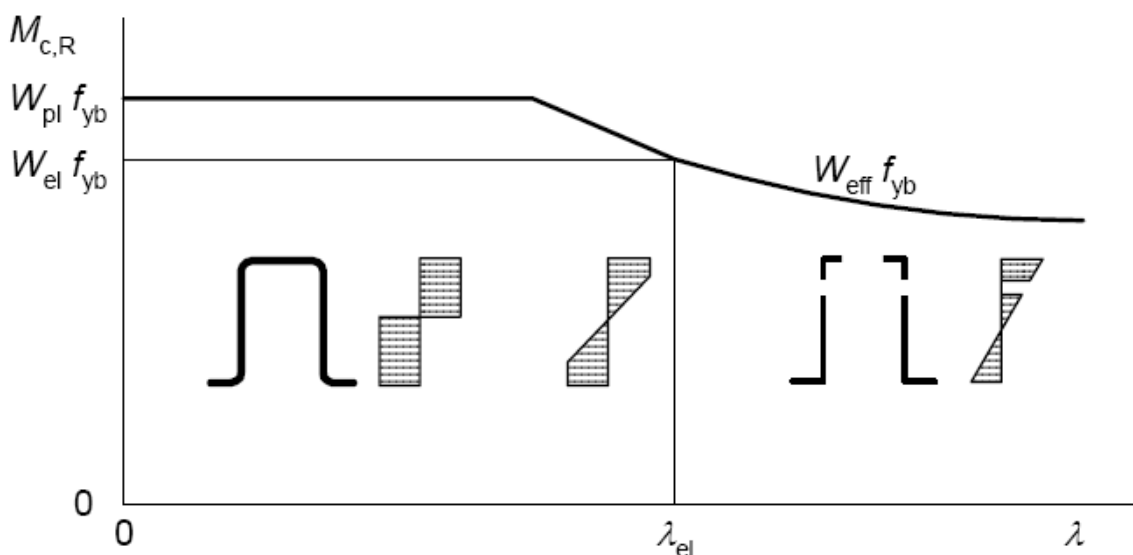


Figura 3.2.1.10 – Andamento del momento flettente in funzione della snellezza

L'espressione (3.12) può essere usata se tutte queste condizioni sono soddisfatte:

- il momento flettente è applicato solo attorno all'asse principale di inerzia della sezione trasversale
- la lamiera non è soggetta a torsione
- l'angolo tra l'anima e le flange è minore di $\phi = 60^\circ$

Se una di queste condizioni non è rispettata si può usare questa espressione:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{ya}}{\gamma_{M0}} \quad \text{dove la tensione media di snervamento della sezione trasversale dovuta al tipo}$$

di lavorazione, f_{ya} , può essere determinata sperimentalmente o calcolata con la relazione:

$$f_{ya} = f_{yb} + (f_u - f_{yb}) \cdot \frac{k \cdot n \cdot t^2}{A_g} \quad \text{ma comunque} \quad f_{ya} \leq \frac{f_u + f_{yb}}{2} \quad \text{dove i termini}$$

sono così definiti [UNI ENV 1993-1-3 punto 3.2.2]:

A_g è l'area totale della sezione trasversale

k è un coefficiente numerico che dipende dal tipo di lavorazione (è pari a 7 per profili rullati a freddo, e a 5 per gli altri tipi di formazione);

n è il numero di curve di 90° nella sezione trasversale con un raggio interno $r < 5 \cdot t$ (le frazioni di curve di 90° si contano come frazioni di n)

Il modulo resistente efficace della sezione, W_{eff} , si può calcolare sulla sezione trasversale efficace

che è soggetta solo a momento flettente con uno sforzo massimo $\sigma_{max,Ed} = \frac{f_{yb}}{\gamma_{M0}}$ come si vede in

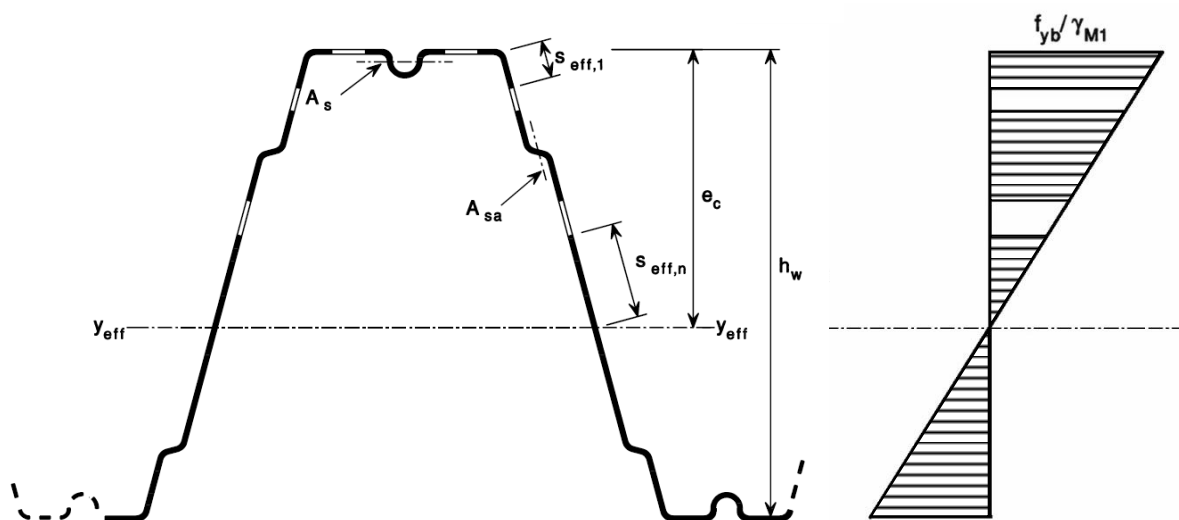


Figura 3.2.1.11 – Sezione trasversale efficace per la resistenza al momento flettente

Stato limite di servizio

I valori delle aree efficaci ottenuti dai calcoli eseguiti per gli stati limite ultimi vengono utilizzati anche per lo studio agli stati limite di esercizio senza però effettuare la riduzione dell'area efficace (e quindi senza ridurre gli spessori degli irrigidimenti) [UNI ENV 1994-1-1 punto 9.6].

Il valore del momento di inerzia efficace può essere preso variabile lungo la luce della lamiera grecata oppure più semplicemente può essere assunto costante, basato sul momento flettente massimo in campata dovuto ai carichi di esercizio.

Allo scopo di evitare eccessive deformazioni plastiche sotto le condizioni di servizio, se nell'analisi globale agli stati limite ultimi si è usata una redistribuzione del momento interno e delle forze, è importante effettuare una verifica in tal senso sotto i carichi di esercizio.

Per calcolare le frecce in esercizio è comodo assumere per la lamiera grecata un comportamento elastico.

L'inflessione della lamiera sotto il peso proprio e il peso del getto di calcestruzzo fresco non dovrebbe superare $\frac{L}{180}$ o 20 mm (dove L è la lunghezza effettiva della campata tra due appoggi, considerando come appoggi anche i puntelli).

Se inflessioni maggiori non diminuiscono la resistenza o l'efficienza del solaio e se si è già considerato, nella progettazione del solaio, il peso addizionale causato dall'accumulo di calcestruzzo, i limiti precedenti possono subire una variazione.

Per requisiti di servizio o semplicemente per motivi estetici possono anche essere richieste limitazioni più restrittive per la freccia.

3.3 Solaio composto

3.3.1 Analisi dei carichi e delle sollecitazioni

I carichi agenti sul solaio vengono tra loro combinati nel modo più sfavorevole possibile per l'effetto che si prende in considerazione. Quando si è nel caso di solai continui senza sbalzi sui quali agiscono principalmente carichi uniformemente distribuiti è sufficiente considerare esclusivamente le seguenti disposizioni di carico:

- carico permanente di progetto che agisce su tutte le campate più carico variabile che sollecita campate alternate;
- carico permanente di progetto che agisce su tutte le campate più carico variabile che sollecita una singola coppia di campate adiacenti (tale disposizione va ripetuta per tutte le possibili coppie di campate adiacenti).

Nell'analisi di un solaio composto si possono intraprendere diverse strade a seconda che si consideri [**UNI ENV 1994-1-1 punto 9.4.2**]:

- un'analisi lineare con redistribuzione
- un'analisi globale rigido-plastica sul metodo cinematica, ottenendo un limite superiore, o sul metodo statico, ottenendo un limite inferiore, a condizione che le sezioni abbiano raggiunto una sufficiente capacità rotazionale dove è richiesta una rotazione plastica;
- un'analisi elasto-plastica evolutiva che tenga conto del comportamento non lineare dei materiali.

Mentre l'analisi lineare si può applicare sia nel campo degli stati limite di servizio sia in quello degli stati limite ultimi, l'analisi con i metodi plastici si può utilizzare solo nello stato limite ultimo.

Nell'analisi lineare con redistribuzione applicata al caso di solai continui, dove vengono trascurati gli effetti della fessurazione del calcestruzzo (e quindi bisogna tutelarsi in questo senso), i momenti flettenti negativi che si generano in corrispondenza degli appoggi intermedi possono essere ridotti fino al 30%, considerando i corrispondenti aumenti dei momenti flettenti positivi nelle campate adiacenti.

Un solaio continuo può altresì essere schematizzato come una successione di campate semplicemente appoggiate; comunque nell'intorno degli appoggi intermedi deve essere prevista un'armatura nominale. Tale armatura anti-fessurazione è pari allo 0,2% dell'area della sezione trasversale del calcestruzzo al di sopra della lamiera grecata nelle costruzioni non puntellate e pari

allo 0,4% dell'area della sezione trasversale del calcestruzzo al di sopra delle nervature per le costruzioni puntellate.

Se la luce della campata risulta essere inferiore ai 3 m e se si utilizza un acciaio da armatura classe C (ad alta duttilità) in accordo con l'[UNI ENV 1992-1-1 Annex C], l'analisi plastica può essere condotta senza alcuna verifica diretta della capacità rotazionale.

Nelle verifiche di progetto relative allo stato limite ultimo si può assumere che l'intero carico agisca sul solaio composto, a condizione che poi si adotti la stessa ipotesi anche nei calcoli relativi agli sforzi di scorrimento.

3.3.2 Verifiche di resistenza

Stato limite ultimo

Nel caso connessione totale tra lamiera grecata e calcestruzzo [UNI ENV 1994-1-1 punto 6.2.1.2], la resistenza flessionale $M_{p,Rd}$ di ciascuna sezione trasversale si ottiene tramite la teoria plastica considerando una piena interazione fra l'acciaio e il calcestruzzo. Si assume per il calcestruzzo compresso una tensione costante pari a $f_{cd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ lungo l'intera profondità fra l'asse neutro plastico e la fibra di calcestruzzo maggiormente compressa, mentre per l'acciaio della lamiera grecata si assume una tensione di snervamento di progetto pari a $f_{yp,d} = \frac{f_{yp}}{\gamma_{ap}}$. Quando la lamiera di acciaio è continua si prende in considerazione il suo contributo nelle regioni con momento negativo.

Nella valutazione dell'area efficace della lamiera viene trascurata la larghezza delle bugnature e dei dentelli, a meno che non siano state effettuate prove sperimentali che abbiano dimostrato che l'area efficace sia significativamente maggiore di quella di calcolo.

Possono anche verificarsi effetti di instabilità locale delle parti compresse; per cautelarsi da questo problema si usano le larghezze efficaci che non eccedono due volte i valori limite dati dall'[UNI ENV 1993-1-1 Tabella 5.2 per anime di acciaio di Classe 1] che limita il rapporto $\frac{c}{t}$ (dove c è l'altezza dell'anima e t è lo spessore della lamiera):

Elemento soggetto a flessione	Elemento soggetto a compressione	Elemento soggetto a presso-flessione
$\frac{c}{t} \leq 72 \cdot \varepsilon$	$\frac{c}{t} \leq 33 \cdot \varepsilon$	quando $\alpha > 0,5$ $\frac{c}{t} \leq \frac{396 \cdot \varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$ $\frac{c}{t} \leq \frac{36 \cdot \varepsilon}{\alpha}$

Tabella 3.3.2.1 – Rapporto massimo tra larghezza e spessore di elementi compresse dove

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Con i solai composti in lamiera grecata e calcestruzzo collaborante comunemente in uso, l'asse neutro plastico cade al di sopra della lamiera. In questi casi per determinare la resistenza per momento flettente positivo si valuta inizialmente la risultante delle compressioni nel calcestruzzo (che viene assunta pari alla risultante delle trazioni nell'acciaio) come:

$$N_{cf} = \frac{A_{pe} \cdot f_{yp}}{\gamma_{ap}} \tag{3.13}$$

Si calcola poi la profondità del blocco di tensione del calcestruzzo data da:

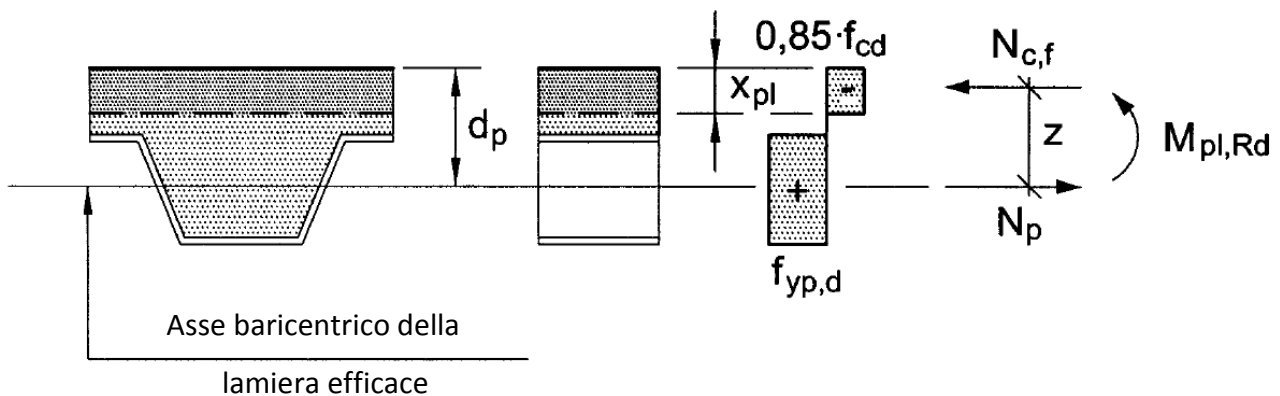


Figura 3.3.2.1 – Andamento delle tensioni per momento positivo se l'asse neutro è al di sopra della lamiera

$$x_{pl} = \frac{N_{cf}}{b \cdot \left(0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right)} \quad (3.14)$$

Infine la resistenza per momento flettente positivo del solaio composto è data da:

$$M_{p,Rd} = N_{cf} \cdot (d_p - 0,5 \cdot x_{pl})$$

dove si è indicato con:

- A_{pe} l'area efficace della lamiera di acciaio in trazione
- d_p distanza del baricentro dell'area efficace della lamiera di acciaio dall'estradosso del solaio
- b la larghezza della sezione trasversale considerata
- f_{yp} la resistenza caratteristica nominale a trazione dell'acciaio della lamiera grecata
- f_{ck} la resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo
- γ_{ap} il coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio della lamiera grecata
- γ_c il coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo

Nei casi meno frequenti di asse neutro nella lamiera [**UNI ENV 1994-1-1 punto 9.7.2.(6)**], la resistenza per momento flettente positivo di un solaio composto viene calcolato in modo semplificato trascurando il calcestruzzo nelle nervature. Per far questo bisogna calcolare la forza di compressione dell'intera soletta di calcestruzzo come:

$$N_{cf} = h_c \cdot b \cdot \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.15)$$

Il momento plastico ridotto della lamiera dato da:

$$M_{pr} = 1,25 \cdot M_{pa} \cdot \left(1 - \frac{N_{cf}}{A_{pe} \cdot \frac{f_{yp}}{\gamma_{ap}}} \right) \leq M_{pa} \quad (3.16)$$

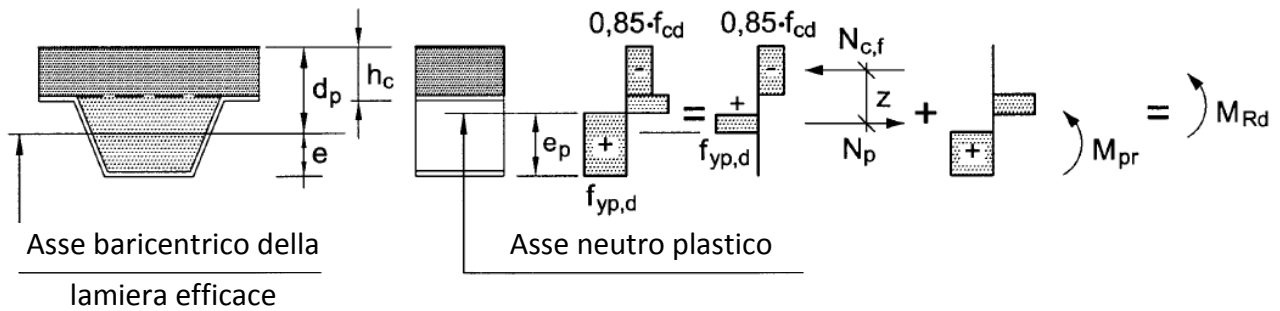


Figura 3.3.2.2 – Andamento delle tensioni per momento flettente positivo se l'asse neutro taglia la lamiera

Quest'ultimo valore non può superare il momento resistente plastico di progetto della sezione efficace della lamiera, M_{pa} .

Si ricava poi il braccio della coppia interna come:

$$z = h_t - 0,5 \cdot h_c - e_p + (e_p - e) \cdot \frac{N_{cf}}{A_{pe} \cdot \frac{f_{yp}}{\gamma_{ap}}} \quad (3.17)$$

Infine si arriva a determinare la resistenza per momento flettente positivo mediante la relazione:

$$M_{p,Rd} = N_{cf} \cdot z + M_{pr} \quad (3.18)$$

Nelle formule precedenti si è indicato con:

h_t l'altezza totale del solaio

h_c l'altezza totale della soletta di calcestruzzo

e la distanza dal lembo inferiore del baricentro dell'area efficace di lamiera di acciaio

e_p la distanza dal lembo inferiore dell'asse neutro plastico dell'area efficace della lamiera di acciaio.

Per la verifica della resistenza di progetto allo scorrimento di solai composti [UNI ENV 1994-1-1 punto 9.7.3] si possono utilizzare due diverse procedure:

- il metodo $m - k$
- il metodo della connessione parziale

Nel caso che si utilizzi il metodo $m - k$, per un solaio privo di ancoraggi di estremità, il massimo taglio di progetto V_{Ed} riferito ad una larghezza di soletta b deve essere minore della resistenza di progetto a taglio $V_{l,Rd}$ determinata dalla relazione semiempirica:

$$V_{l,Rd} = \frac{b \cdot d_p}{\gamma_{Vs}} \cdot \left(\frac{m \cdot A_p}{b \cdot L_s} + k \right) \quad (3.19)$$

dove si indica con:

m, k i valori di progetto dei parametri empirici ottenuti sperimentalmente

L_s la lunghezza a taglio

b, d_p sono in mm

A_p l'area nominale della sezione trasversale della lamiera in mm^2

γ_{Vs} è il coefficiente di sicurezza per gli stati limite ultimi (=1,25)

La lunghezza a taglio assume un valore pari a $L/4$ se il carico è uniformemente applicato sull'intera lunghezza della campata, mentre è pari alla distanza fra le forze applicate e il più vicino appoggio nel caso di due forze concentrate e poste simmetricamente. Nel caso invece ci si trovi in situazioni di carico che combinino carichi distribuiti e forze disposte asimmetricamente, occorre fare una valutazione basata su risultati sperimentali o su calcoli approssimati.

Per valutare la resistenza a taglio del solaio composto, se questo è stato progettato come continuo, si utilizza in genere uno schema semplicemente appoggiato con lunghezze delle campate prese come:

- $0,8 \cdot L$ per campate interne
- $0,9 \cdot L$ per campate esterne

Qualora, per le verifiche di un solaio senza ancoraggi di estremità, si utilizzi il metodo del collegamento parziale, data la resistenza a taglio di progetto $\tau_{u,Rd}$, occorre rappresentare il diagramma di interazione parziale di progetto che rappresenta l'andamento della resistenza flessionale M_{Rd} di una data sezione ad una distanza L_x dal più vicino appoggio, in funzione di L_x .

Questo per poter verificare che in ogni sezione sia $M_{Ed} \leq M_{Rd}$. La funzione M_{Rd} può essere espressa attraverso le stesse equazioni 3.16 – 3.18 ma con il valore N_{cf} sostituito da:

$$N_c = \tau_{u,Rd} \cdot b \cdot L_x \leq N_{cf} \quad (3.20)$$

$$e \quad z = h_t - 0,5 \cdot x_{pl} - e_p + (e_p - e) \cdot \frac{N_c}{A_{pe} \cdot f_{yp,d}}$$

dove:

$\tau_{u,Rd}$ è la resistenza a taglio di progetto $\left(\frac{\tau_{u,Rk}}{\gamma_{Vs}} \right)$ ottenuta attraverso l'esecuzione di test su solette;

Nell'espressione (3.20) N_c può essere incrementata da $\mu \cdot R_{Ed}$ per tenere in conto che si ha un incremento di resistenza a taglio grazie alla reazione verticale agli appoggi; si ha:

R_{Ed} reazione vincolare

μ coefficiente pari a 0,5

Il metodo della connessione parziale può essere utilizzato anche per la verifica di solai composti con ancoraggi di estremità e di solai composti con armatura aggiuntiva.

Per eseguire la verifica nel caso di ancoraggi di estremità si modifica il diagramma di interazione parziale di progetto definito per il caso senza ancoraggi di estremità. La modifica consiste nella variazione della forza di taglio N_c ; dato che, in questo caso è presente il contributo fornito dagli ancoraggi di estremità il valore di N_c diventerà:

$$N_c = \tau_{u,Rd} \cdot b \cdot L_x + P_{pb,Rd}$$

dove $P_{pb,Rd}$ è il minor valore tra la resistenza di progetto dell'ancoraggio di estremità e la resistenza della lamiera che possono calcolarsi come:

- Resistenza dell'ancoraggio [UNI ENV 1994-1-1 punto 6.6.3.1]:

$$P_{pb,Rd} = \frac{0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4}{\gamma_V}$$

dove: γ_V è il coefficiente di sicurezza

f_u è la tensione ultima del materiale di cui è composto l'ancoraggio e non può essere più grande di 500 N/mm²

d è il diametro del chiodo, $16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$

- Resistenza della lamiera [UNI ENV 1994-1-1 punto 9.7.4]:

$$P_{pb,Rd} = k_\phi \cdot d_{d0} \cdot t \cdot f_{yp,d}$$

dove: $k_\phi = 1 + \frac{a}{d_{d0}} \leq 6$

d_{d0} è il diametro del collare di saldatura che può essere preso come 1,1 volte il diametro del chiodo

a è la distanza tra il baricentro del chiodo e la fine della lamiera che non può essere inferiore a $1,5 \cdot d_{d0}$

Stato limite di servizio

Come già specificato, quando i solai composti continui sono progettati come semplicemente appoggiati si prevede una sezione trasversale di armatura antifessurazione pari almeno allo 0,2% dell'area della sezione trasversale del calcestruzzo al di sopra della lamiera grecata nelle costruzioni non puntellate, e pari allo 0,4% dell'area della sezione trasversale al di sopra delle nervature per le costruzioni puntellate.

Nell'inflessione, le deformazioni subite dalle strutture non devono compromettere l'utilizzo, l'efficienza o l'estetica delle stesse. Quindi il solaio composto deve presentare inflessioni comprese in limiti accettabili, che dipendono dalle caratteristiche degli elementi non strutturali, come i tramezzi, e dal tipo di utilizzo cui è destinata la struttura.

Nel calcolo di verifica dell'inflessione del solaio composto non si tiene in conto la quota parte di inflessione della lamiera agente come cassero dovuta al peso proprio e al peso del calcestruzzo fresco.

Nelle campate interne di un solaio composto si può determinare l'inflessione approssimando il momento d'inerzia come la media dei valori della sezione non fessurata e fessurata; per calcestruzzi con peso specifico normale si può utilizzare come coefficiente di omogeneizzazione il

valore $n = \frac{E_a}{E'_c}$ dove E_a è il modulo di elasticità dell'acciaio ed E'_c è il modulo *effettivo* del

calcestruzzo che assume valori pari ad E_{cm} per gli effetti di breve durata e pari a $E_{cm}/3$ per gli effetti di lunga durata (E_{cm} è il modulo di elasticità secante medio definito in funzione della classe di resistenza del calcestruzzo).

Nelle campate esterne la deformabilità è sensibile allo scorrimento di estremità. Quando il comportamento del solaio non è duttile l'inizio dello scorrimento all'estremità e la rottura possono coincidere; nel caso di comportamento semiduttile invece lo scorrimento di estremità può avere conseguenze anche sulle inflessioni. Per stabilire il comportamento in esercizio dei solai composti per le campate esterne sono utili, se non indispensabili, i risultati ottenuti dalle prove sperimentali.

Se nelle prove sperimentali di solai privi di ancoraggi di estremità si è verificato uno scorrimento iniziale in corrispondenza dei carichi di esercizio diventa necessario l'uso degli ancoraggi stessi.

In genere non si considera lo scorrimento di estremità qualora nei test sperimentali il carico corrispondente all'inizio dello scorrimento è maggiore del 20% del valore del carico di esercizio. Il carico di inizio scorrimento è definito come quel carico che causa uno scorrimento di estremità pari a 0,5 mm. Se invece dalle prove è risultato uno scorrimento di estremità maggiore di 0,5 mm

in corrispondenza di un carico pari a 1,2 volte quello di esercizio di progetto bisogna prevedere ancoraggi di estremità, oppure mettere in conto gli effetti di questo scorrimento utilizzando le informazioni fornite da prove sperimentali.

In genere il calcolo delle frecce può essere omissso se il rapporto luce altezza non supera il valore di 25 per solai semplicemente appoggiati, 32 per le campate esterne di solai continui e 35 per quelle interne. Per solai composti soggetti a momenti flettenti positivi, come altezza si prende in considerazione quella efficace cioè la distanza che va dall'estradosso della soletta di calcestruzzo all'asse baricentrico del profilo di lamiera d'acciaio.

3.4 Prove sui solai composti

Le prove parametriche sono una serie di prove in scala reale atte ad ottenere informazioni per la determinazione della resistenza di progetto rispetto allo scorrimento longitudinale.

Quando il progetto è basato sulla sperimentazione, le proprietà dei materiali e le dimensioni del provino non devono essere superiori ai valori caratteristici specificati. Se ciò non è possibile occorre variare la resistenza di progetto dell'elemento sottoposto a prova in modo da tenere conto delle alterazioni delle proprietà caratteristiche dei materiali e delle dimensioni. Se le prove hanno lo scopo di valutare proprietà strutturali influenzate dalla fessurazione del calcestruzzo, si deve considerare la variabilità della resistenza a trazione del calcestruzzo, cioè si deve stimare l'influenza del ritiro e delle variazioni di temperatura sulla fessurazione. Inoltre, se la struttura reale è soggetta a carichi di lunga durata si deve tener conto degli effetti dello scorrimento progressivo all'interfaccia acciaio-conglomerato cementizio.

Nelle prove vanno analizzate diverse variabili [UNI ENV 1994-1-1 Annex B.3.1] quali lo spessore e il tipo di lamiera, la qualità dell'acciaio, il rivestimento della lamiera, lo spessore della soletta di calcestruzzo, la densità e la qualità del calcestruzzo e la lunghezza a taglio L_s .

I risultati ottenuti dalle prove possono anche essere estesi ad altri valori delle variabili, come ad esempio spessori di lamiere di acciaio maggiori di quelli provati, spessori totali del solaio minori di quelli provati, resistenze del calcestruzzo f_{ck} maggiore di $0,8 \cdot f_{cm}$ (dove f_{cm} è il valor medio della resistenza del calcestruzzo nelle prove), lamiere di acciaio con tensione di

snervamento f_{yp} maggiori di $0,8 \cdot f_{ypm}$ (dove f_{ypm} è il valor medio della tensione di snervamento nelle prove).

Le prove parametriche permettono di ricavare il carico di rottura, il tipo di rottura, l'andamento carico-spostamento e l'andamento carico-scorrimento per il solaio in esame. Dato che lo scopo principale è quello di caratterizzare la rottura per scorrimento, affinché le prove forniscano risultati significativi, deve verificarsi un movimento relativo (scorrimento di estremità) tra la lamiera e il calcestruzzo per un carico minore di quello corrispondente alla piena resistenza a flessione; infatti l'assenza di scorrimento di estremità è indice di completo collegamento a taglio e la conseguente rottura sarebbe per flessione.

3.4.1 Preparazione del provino [UNI ENV 1994-1-1 Annex B.3.3]

La forma, la geometria e la superficie della lamiera grecata utilizzata nella preparazione dei provini deve essere uguale a quella di produzione e non deve subire particolari lavorazioni per incrementarne le caratteristiche meccaniche. A tal fine la misura delle spaziature delle sagomature non devono differire dai valori nominali di più del 5% e analogamente la misura delle altezze delle sagomature non devono discostarsi più del 10%.

Inoltre è consigliabile posizionare degli induttori di fessurazione lungo la linea di applicazione del carico per tutta la larghezza della soletta di prova. Gli induttori di fessurazione consistono in una lamina di acciaio che si estende per tutta l'altezza della soletta; tale lamina è trattata con disarmante per minimizzare l'aderenza con il calcestruzzo. Lo scopo degli induttori di fessurazione è quello di eliminare la resistenza a trazione del calcestruzzo e soprattutto di far sorgere fessure in un punto prestabilito definendo in modo più preciso la lunghezza L_s (lunghezza a taglio della campata).

Il provino deve avere una larghezza b non inferiore né a tre volte l'altezza massima della soletta composta né alla larghezza del ricoprimento della lamiera grecata; la larghezza b deve comunque essere maggiore di 600 mm.

Il getto di calcestruzzo per il provino deve essere effettuato in condizione di totale puntellamento poiché come è noto questa è la condizione più sfavorevole per la rottura del collegamento per tensioni di aderenza.

Si può prevedere, eventualmente, una rete elettrosaldata come armatura per il trasporto e contro il ritiro, purché venga posizionata nella zona compressa per effetto del momento positivo.

Tutti i provini relativi ad una stessa serie di prove devono essere confezionati con calcestruzzo avente la stessa miscela e condizioni di maturazione. Al momento del getto del gruppo di solai che verranno usati nelle prove, si devono confezionare anche quattro provini di calcestruzzo per la determinazione della resistenza cubica o cilindrica.

Come valore di resistenza a compressione del calcestruzzo f_{cm} viene preso il valor medio quando la deviazione dalla media dei valori non supera il 10%, se la deviazione è maggiore la resistenza del calcestruzzo viene presa pari al massimo valore osservato. Per quanto riguarda la resistenza a trazione e la tensione di snervamento della lamiera grecata di acciaio si devono effettuare prove su elementi tagliati da ognuna delle lamiere grecate utilizzate per la costruzione dei solai di prova.

3.4.2 Schema e preparazione della prova [UNI ENV 1994-1-1 Annex B.3.3]

L'elemento di prova deve avere lo schema statico di trave semplicemente appoggiata e deve essere caricato simmetricamente con due forze concentrate di uguale intensità posizionate a distanza L_s da ciascun appoggio (vedi figura 3.4.2.1). Il valore di L_s , (lunghezza a taglio) è pari a $L/4$ dove L rappresenta la distanza tra gli appoggi.

Lo sbalzo L_0 (distanza tra l'asse dell'appoggio e l'estremità della soletta) deve essere minore o uguale a 100 mm.

All'appoggio sono previste delle piastre con larghezza massima di 100 mm, lunghezza pari a b , cioè pari alla larghezza del provino, e spessore di 10 mm.

Per la piastra di applicazione del carico sono previste misure di larghezza non maggiore di 100 mm e larghezza pari a b . Tale piastra deve essere realizzata in neoprene o con un materiale equivalente.

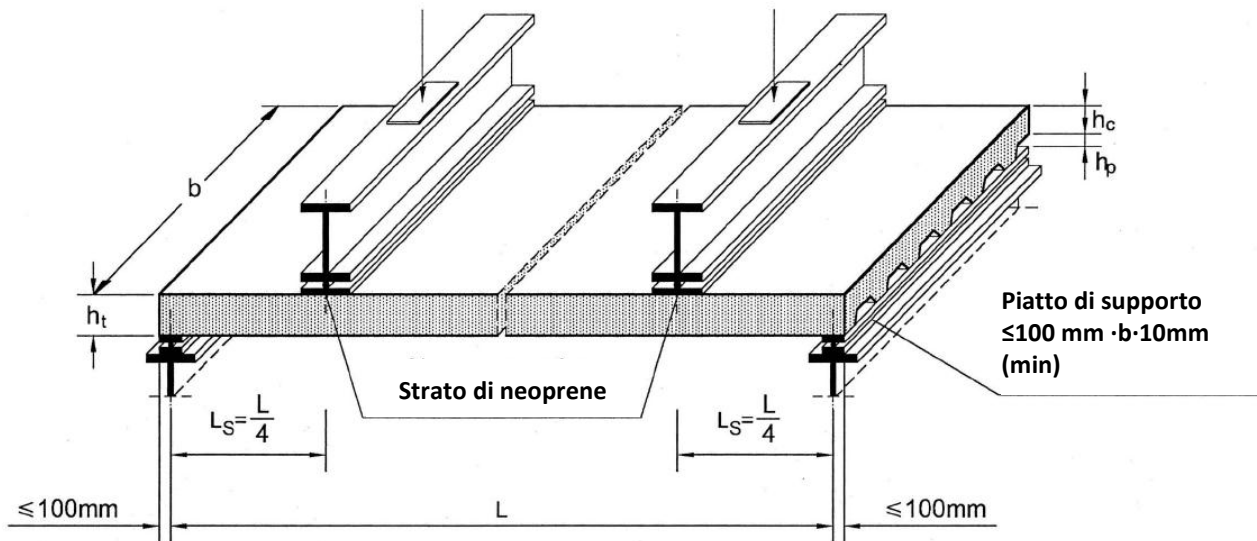


Figura 3.4.2.1 – Organizzazione della prova.

3.4.3 Procedimento della prova di carico [UNI ENV 1994-1-1 Annex B.3.4]

La prova di carico è mirata a rappresentare carichi applicati in un certo periodo di tempo. Essa viene effettuata in due diverse fasi:

1. una prima fase dove il solaio è sottoposto a carichi ciclici;
2. una seconda dove il solaio, incrementando progressivamente il carico, è portato a rottura.

Nella fase iniziale viene imposto un carico ciclico che oscilla tra i valori di non più di $0,2 \cdot W_t$ e non meno di $0,6 \cdot W_t$, dove il valore di W_t è da intendersi come il valore di carico a rottura che deriva da un test preliminare su una soletta proveniente dallo stesso gruppo di test, escludendo il peso proprio.

Il carico deve essere applicato per 5000 cicli in un tempo non inferiore a 3 ore. Nella fase successiva lo stesso solaio viene sottoposto ad una prova statica dove il carico viene incrementato progressivamente in modo che la rottura non si verifichi in un tempo inferiore a un'ora. Il carico di rottura W_t è dato dal carico imposto sulla soletta a rottura più il peso della soletta e delle travi di ripartizione (baraccatura). In questa prova il carico può essere applicato sia in controllo di forza che di spostamento.

Si devono fare test su due gruppi di tre prove di cui una delle tre prove di ogni gruppo deve essere realizzata solo con la fase di prova statica fino a rottura con lo scopo di determinare il valore del carico ciclico da utilizzare nelle altre due prove.

La curva carico-freccia ricavata dalla prova di rottura permette di classificare il comportamento del solaio misto come fragile o duttile. Se il carico di rottura supera il carico ricavato in corrispondenza del primo scorrimento di estremità di oltre il 10%, il comportamento viene classificato come duttile.

3.4.4 Prove per la determinazione dei valori $m - k$ [UNI ENV 1994-1-1 Annex B.3.4]

Per ogni variabile da esaminare per determinare i fattori m e k vengono effettuati un totale di sei prove divisi in due gruppi di tre prove oppure tre gruppi di due prove.

Quando si utilizzano due gruppi di tre prove, il primo gruppo è costituito da elementi aventi una lunghezza a taglio della campata L_s sufficiente a consentire la rottura per taglio longitudinale. Il secondo gruppo invece è costituito da elementi con una lunghezza della campata sufficientemente ridotta (ma mai minore di tre volte l'altezza totale del solaio) da consentire ancora la rottura per tensione tangenziale longitudinale. Il taglio sperimentale rappresentativo V_r è pari a 0.5 volte il valore del carico di rottura W_r , quando il comportamento è duttile; se invece il comportamento è fragile tale valore deve essere ulteriormente ridotto utilizzando un fattore 0.8.

La relazione di progetto per la resistenza a scorrimento longitudinale è rappresentata da una retta caratteristica determinata mediante un appropriato modello statistico. I due parametri che identificano tale retta sono il valore m , che è la pendenza della retta, e il valore k , che è l'intercetta con l'asse delle ordinate.

Se la deviazione di ogni singola prova non supera del 10% la media del gruppo al quale appartiene si può assumere come relazione di progetto la retta che unisce i valori caratteristici dei due gruppi. Il valore caratteristico di ogni gruppo è ottenuto riducendo del 10% il valore minimo del gruppo stesso.

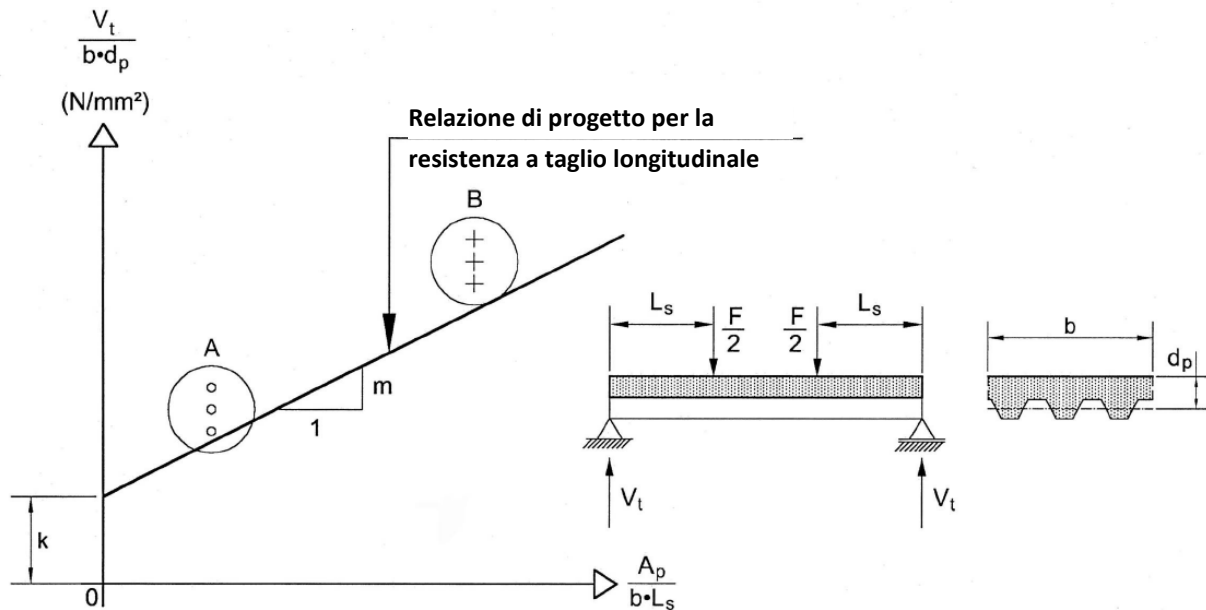


Figura 3.4.4.1 – Valutazione dei risultati di prova.

3.4.5 Prove per la determinazione del valore τ_u [UNI ENV 1994-1-1 Annex B.3.4]

Sarebbe opportuno che il metodo del collegamento parziale a taglio fosse utilizzato esclusivamente per solai composti con comportamento duttile. Per la definizione di comportamento duttile si veda il paragrafo 3.4.3.

Nel metodo del collegamento parziale per determinare il valore di $\tau_{u,Rd}$ bisogna eseguire sei prove su elementi senza armatura aggiuntiva o ancoraggi di estremità per ogni tipo di variabile esaminata.

Le norme CNR 10016 e l'UNI ENV 1994-1-1 precedenti all'ultima versione dell'UNI ENV 1994-1-1 del gennaio 2004 prevedevano che le informazioni fornite dalle prove sono significative se i provini hanno un grado di collegamento a taglio, η , minore dell'unità. Inoltre in almeno tre prove la luce e lo spessore devono essere variati in modo tale che η sia compreso tra 0.7 e 1.0.

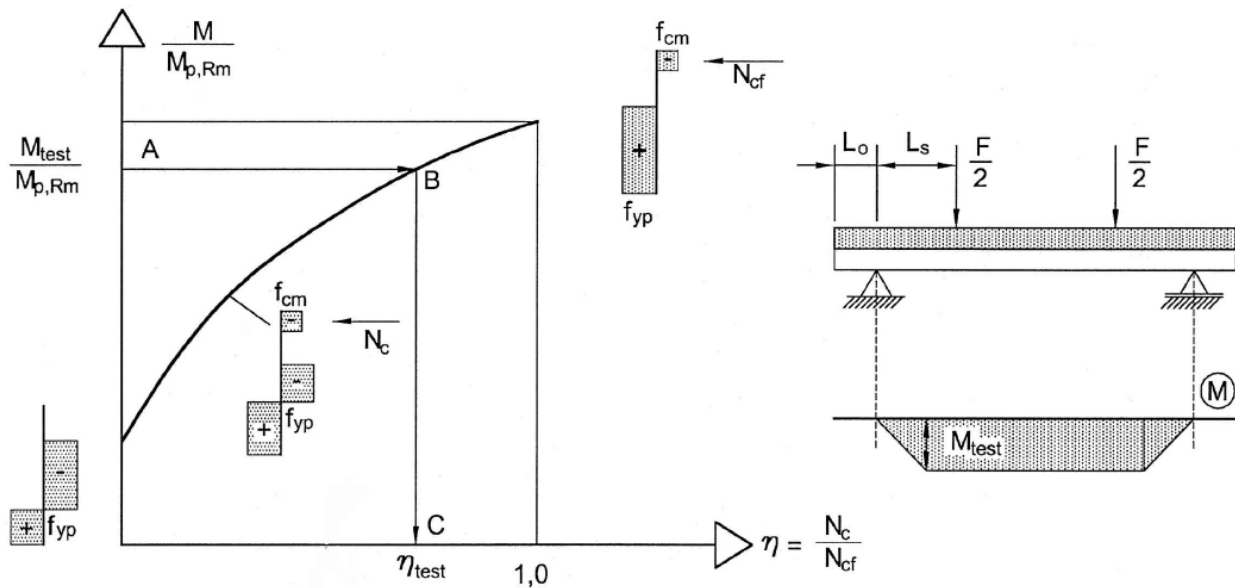


Figura 3.4.5.1 – Determinazione del grado di collegamento a taglio da M_{test} .

Quando, da prove effettuate in precedenza, si è dimostrato che il comportamento è duttile si possono eseguire solo tre prove purché i valori di η siano compresi tra 0.7 e 1.0.

Qualora si utilizzi il metodo del collegamento parziale per determinare l'influenza dello spessore della lamiera o il contributo dell'ancoraggio di estremità o, infine, il contributo dell'armatura aggiuntiva, devono essere eseguite tre ulteriori prove, una caratterizzata da una lunghezza a taglio della campata L_s pari a tre volte lo spessore totale del solaio (per provare la duttilità) e le altre due in modo tale che η abbia valori compresi tra 0.7 e 1.0.

Nell'ultima versione dell'UNI ENV 1994-1-1 del gennaio 2005 il vincolo che i valori di η siano compresi tra 0.7 e 1.0 è stato eliminato, probabilmente a causa del fatto che questa prescrizione era difficilmente raggiungibile dalla maggioranza delle prove effettuate sulle solette.

Per determinare il valore di $\tau_{u,Rd}$ può essere vantaggioso tracciare un diagramma adimensionalizzato che mette in relazione il momento resistente del solaio di prova con il suo grado di interazione. In ordinata del diagramma viene riportato il valore del momento resistente del solaio, M , adimensionalizzato con il valore del momento resistente flessionale effettivo, $M_{p,Rm}$; in ascissa viene riportato il grado di interazione a taglio η , dato dal valore della forza di scorrimento, N_c , adimensionalizzato con il valore della forza di compressione nel calcestruzzo nel caso di completa interazione, N_{cf} . Per calcolare i fattori di adimensionalizzazione si usano i valori misurati delle dimensioni e delle resistenze al posto dei valori di progetto e non si utilizzano i coefficienti parziali di sicurezza.

Per ottenere il diagramma appena definito, si può utilizzare la seguente relazione che esprime il momento resistente del solaio in funzione della forza di scorrimento N_c :

$$M = N_c \cdot z + M_{pr}$$

$$\text{dove: } M_{pr} = 1,25 \cdot M_{pa} \cdot \left(1 - \frac{N_c}{A_{pe} \cdot f_{ym}} \right)$$

$$z = h_t - 0,5 \cdot x_{pl} - e_p + (e_p - e) \cdot \frac{N_c}{A_{pe} \cdot f_{ym}} \quad \text{con} \quad x_{pl} = \frac{N_c}{b \cdot (0,85 \cdot f_{cm})} \leq h_c$$

da cui si ottiene, con le opportune sostituzioni, una equazione di secondo grado in funzione di N_c .

Come si evince da queste relazioni tutte le dimensioni e le resistenze del calcestruzzo e della lamiera d'acciaio utilizzate nel trattamento dei dati delle prove sperimentali sono i valori effettivi e misurati.

Per ogni solaio testato si determina poi il momento di prova dovuto al carico applicato più il peso proprio del solaio e quello delle travi di ripartizione. Sfruttando il grafico, o le relazioni precedenti da cui è ottenuto, si ottiene un valore del grado di interazione, η , per ogni prova sperimentale e quindi un valore di τ_u mediante l'espressione:

$$\tau_u = \frac{\eta \cdot N_{cf}}{b \cdot (L_s + L_0)}$$

Se nel progetto si vuole tenere in conto della resistenza al taglio longitudinale addizionale dovuta alle reazioni vincolari, τ_u si calcola in questo modo:

$$\tau_u = \frac{\eta \cdot N_{cf} - \mu \cdot V_t}{b \cdot (L_s + L_0)}$$

dove: μ è il coefficiente di attrito preso come 0,5;

V_t è la reazione vincolare sotto il carico ultimo di test.

Le norme CNR 10016 e l'UNI ENV 1994-1-1 precedenti all'ultima versione dell'UNI ENV 1994-1-1 del gennaio 2004 prevedevano che la resistenza caratteristica a taglio, $\tau_{u,Rk}$, si ricavava riducendo del 10% il valore minimo di τ_u ottenuto da tutte le prove. Nell'ultima versione dell'UNI ENV 1994-1-1 del gennaio 2005 la resistenza caratteristica a taglio si calcola come il frattile 5%

dai valori di τ_u dei test attraverso un appropriato modello statistico in accordo all'EN 1990 Annex D. Esso prevede che:

$$\tau_{u,Rk} = \eta_k \cdot m_{\tau_u} \cdot \left\{ 1 - k_n \cdot V_{\tau_u} \right\}$$

dove: n è il numero di risultati sperimentali eseguiti

m_{τ_u} è il valore medio dei risultati sperimentali eseguiti

V_{τ_u} è il coefficiente di variazione calcolabile attraverso:

$$V_{\tau_u} = \frac{s_{\tau_u}}{m_{\tau_u}}; \quad s_{\tau_u}^2 = \frac{1}{n-1} \cdot \sum (\tau_{u,i} - m_{\tau_u})^2$$

k_n coefficiente dato nella tabella 3.4.5.1:

	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
n	2,31	2,01	1,89	1,83	1,80	1,77	1,74	1,72	1,68	1,67	1,64

Tabella 3.4.5.1 – Valori di k_n per il valore frattile 5%

η_k è il valore caratteristico del fattore di conversione; per il suo valore si può usare la tabella 3.4.5.2:

Coefficiente di variazione V_{τ_u}	Fattore di conversione η_k	
	Per 1 prove	Per 2 o 3 prove
0,05	0,80	0,90
0,11	0,70	0,80
0,17	0,60	0,70

Tabella 3.4.5.2 – Fattore di conversione η_k

Infine la resistenza di progetto a taglio $\tau_{u,Rd}$ è definita come:

$$\tau_{u,Rd} = \frac{\tau_{u,Rk}}{\gamma_v}$$

dove il termine γ_v rappresenta il coefficiente parziale di sicurezza ed è pari a 1,25.

La procedura di prova del metodo di collegamento parziale è anche utilizzata per ricavare il valore di resistenza di progetto V_{ld} da utilizzare nella verifica di solai composti con ancoraggi di estremità. Per ricavare questo valore bisogna eseguire tre prove aggiuntive come specificato in precedenza. Da ciascuna prova si ricava il corrispondente valore di η e da questo la resistenza degli ancoraggi come:

$$V_l = \eta \cdot N_{cf} - \tau_{um} \cdot b \cdot (L_s - L_0)$$

in cui τ_{um} è il valore medio di τ_u ottenuto dalle prove sui solai composti in lamiera grecata senza ancoraggi di estremità.

Si determina quindi il valore della resistenza caratteristica V_{lk} come il minimo valore di V_l ottenuto dalle tre prove ridotto del 10%.

Come resistenza di progetto V_{ld} si prende il valore della resistenza caratteristica divisa per il coefficiente parziale di sicurezza γ_v .

Nel caso in cui si utilizzi il metodo del collegamento parziale per determinare l'influenza dell'armatura aggiuntiva per ognuna delle tre prove addizionali si calcola il massimo momento teorico con la relazione:

$$M_{Rm} = N_p \cdot z_1 + M_{pr} + N_{as} \cdot z_2$$

Analogamente a come illustrato nella verifica, utilizzando però le dimensioni e le resistenze misurate, e quindi esprimendo i vari termini come:

$$N_p = b \cdot (L_s + L_0) \cdot \tau_{um}$$

dove τ_{um} è il valore medio di τ_u ottenuto dalle prove sui solai con la stessa lamiera ma senza armatura aggiuntiva;

$$N_{as} = A_s \cdot f_{sm}$$

$$z_2 = d_s - 0,5 \cdot x$$

$$z_1 = h_t - 0,5 \cdot x - e_p + (e_p - e) \cdot \frac{N_p}{A_p \cdot f_{ym}}$$

$$x = \frac{N_p + N_{as}}{b \cdot (0,85 \cdot f_{cm})}$$

in cui $N_p + N_{as} = N_c$;

$$M_{pr} = 1,25 \cdot M_{pa} \cdot \left(1 - \frac{N_p}{A_p \cdot f_{ym}} \right) \leq M_{pa}$$

Il metodo del collegamento parziale a taglio è considerato valido se nessuna resistenza a flessione ottenuta da queste prove è inferiore di oltre il 10% del valore del massimo momento teorico M_{Rm} .

Capitolo 4: APPARECCHIATURE DI PROVA

Nel seguito si descrivono le apparecchiature di prova disponibili ovvero messe a punto presso il Laboratorio Prove e Materiali del Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Milano, apparecchiature che soddisfano i requisiti richiesti per la corretta esecuzione delle prove.

Attuatore

L'attuatore (martinetto) fornisce le forze al provino e gioca un ruolo critico nella precisione e ripetibilità dei risultati delle prove sperimentali. I materiali usati nella costruzione dell'attuatore sono tali da minimizzare l'attrito e l'aderenza e da massimizzare l'affidabilità, la resistenza all'usura e la facilità di manutenzione. La progettazione modulare degli attacchi, dei trasduttori e delle servovalvole semplifica la configurazione del sistema e assicura dei risultati delle prove coerenti e affidabili. L'attuatore lavora a una pressione operativa di 21 MPa e ciò permette una riduzione di peso e di richiesta di energia.

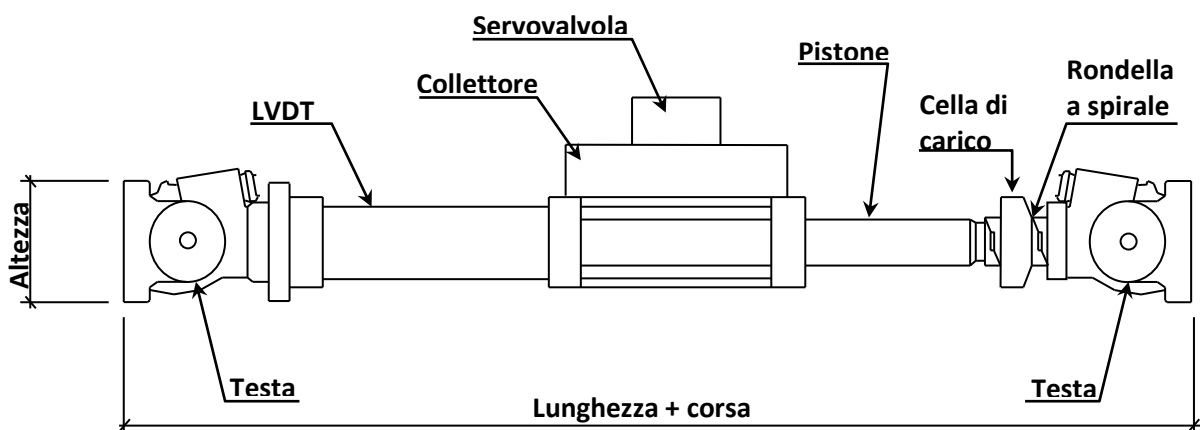


Figura 4.1 – Configurazione del martinetto

Gli ammortizzatori idraulici impediscono che l'asta del pistone colpisca l'estremità del tubo durante le operazioni ad alta velocità e ad alta massa. I cuscinetti idrostatici consentono la presenza di alte forze laterali senza eccessivo sviluppo di calore e senza deformazioni. I carichi laterali si verificano quando le azioni delle forze sull'asta del pistone dell'attuatore non sono allineate con la direzione del movimento dell'asta stessa; questa situazione può ridurre la vita dell'attuatore e distorcere i risultati delle prove sperimentali.



Figura 4.2 – Particolare dell’asta del pistone

Una vasta area di appoggio e i materiali impiegati nella costruzione danno a questo attuatore una eccellente tolleranza a carichi laterali. I cuscinetti in materiale polimerico, direttamente collegati, riducono l'attrito e assicurano la massima dissipazione di calore durante le operazioni ad alta frequenza. Una quantità controllata di olio fluisce oltre la guarnizione di tenuta ad alta pressione per lubrificare continuamente i cuscinetti; condotti di scolo riportano il fluido idraulico passato dalle guarnizioni ad alta pressione al generatore di potenza idraulica. Le guarnizioni di tenuta a bassa pressione hanno anche una funzione pulente: la parte interna prevede una guarnizione idraulica, mentre la parte esterna ha la funzione di anello raschia olio per minimizzare la contaminazione esterna delle guarnizioni e dei cuscinetti.

Un LVDT interno fornisce un segnale immediato di ritorno alla periferica del sistema di controllo elettronico. L'attuatore può essere configurato con un alloggiamento aperto per applicazione di unità di carico o con un alloggiamento chiuso per collegare una testa snodabile o un piedistallo di base.

Per poter scegliere tra diverse componenti, l'asta del pistone ha un inserto sostituibile in acciaio temprato che prevede una filettatura interna su cui possono essere montati trasduttori di forza e teste snodabili (vedi figura 4.2).

L'asta del pistone di questo attuatore è realizzata in un solo pezzo a doppia estremità; ciò migliora le prestazioni eliminando i compromessi causati da una non uniforme trazione e compressione dell'area del pistone; l'asta del pistone in un solo pezzo è in lega di acciaio trattata a caldo, placcata cromo duro, levigata e pulita per ottenere una finitura superficiale di precisione. Questo processo migliora

la resistenza all'usura e allunga la durata delle guarnizioni e dei cuscinetti.

Le vaste aperture per servovalvole permettono l'adattarsi di una grande varietà di regioni di flusso delle servovalvole. I canali interni di distribuzione del liquido minimizzano le limitazioni al flusso dell'olio e incrementano la velocità. E' possibile anche montare una doppia servovalvola oppure una servovalvola a tre stadi.

L'attuatore è dotato di una cella di carico e può essere usato con sensori differenziali di pressione che ne determinano la forza di uscita.

Livello di forza [kN]	Corsa [mm]	Lunghezza [mm]	Altezza [mm]
250	152.254	1315	787

Tabella 4.1 – Caratteristiche dell'attuatore 244,31 della MTS usato nella fase ciclica della prova

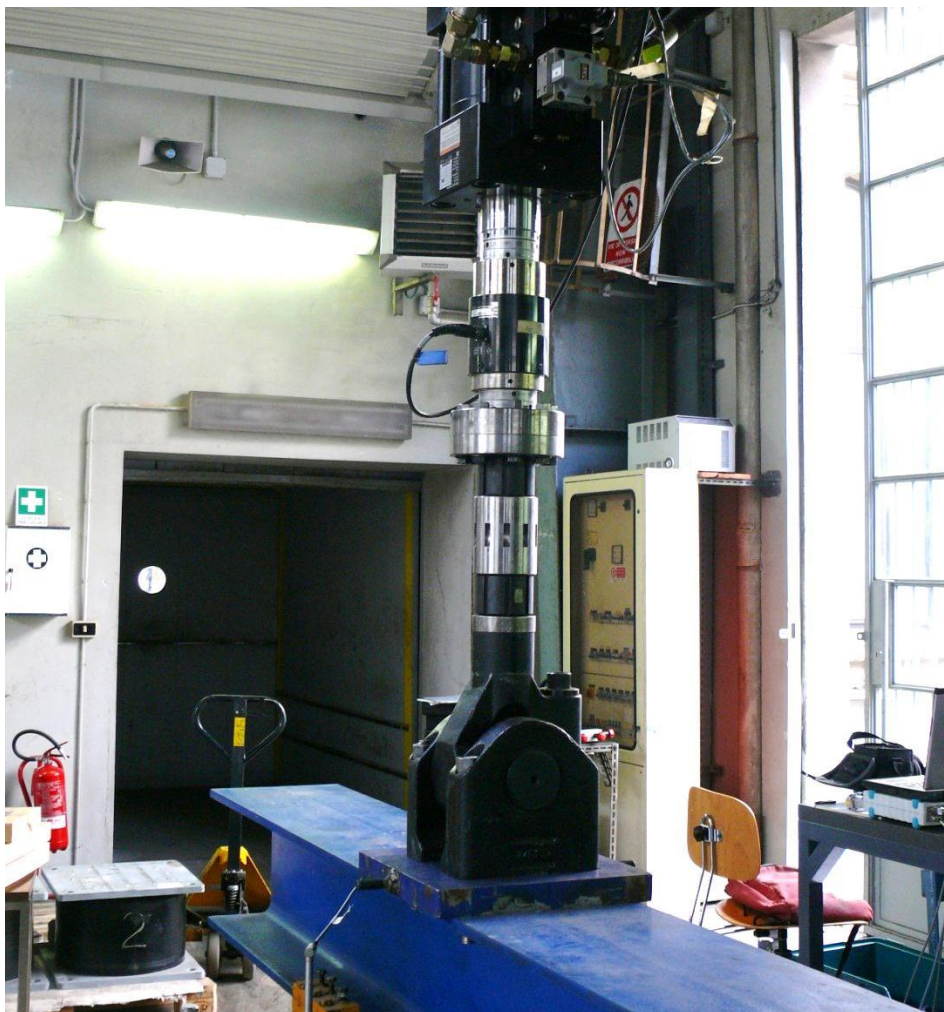


Figura 4.2-Particolare dell' asta del pistone durante la prova

Teste snodabili

Per le applicazioni sperimentali in cui si hanno grandi escursioni si possono utilizzare teste snodabili per assicurare che la forza sia uniformemente applicata senza carichi laterali indesiderati.

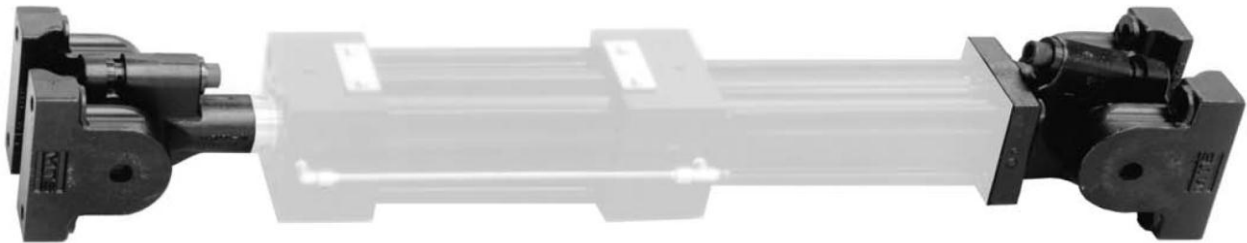


Figura 4.4 – Teste snodabili indicate fissate ad un martinetto idraulico lineare

Le teste danno la possibilità a entrambe le estremità dell'attuatore di ruotare e permettono un aggiustamento nella fase di precarico dei supporti eliminando i giochi che causano picchi di carico e disturbi nella sua velocità di applicazione. La loro rigidità assiale migliora le prestazioni alle alte frequenze.

Per aumentare la resistenza a fatica si possono creare connessioni precaricate tra l'attuatore e la testa di estremità usando rondelle a spirale nella giunzione con i perni.

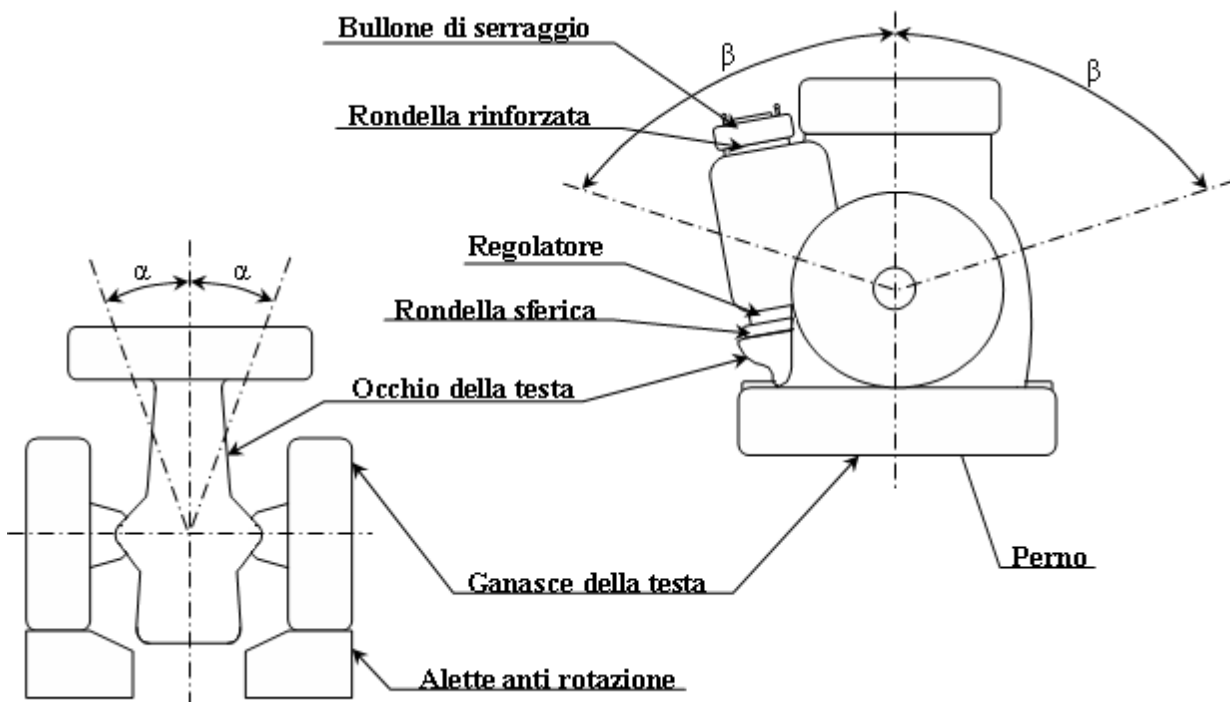


Figura 4.5 – Teste snodabili

Testa	Livello di forza	Massa	Angolo α	Angolo β	Indice di elasticità
Di base	340 kN	75 kg	$\pm 14^\circ$	$-75^\circ, +90^\circ$	-
Di estremità	340 kN	66 kg	$\pm 14^\circ$	$-75^\circ, +90^\circ$	18.9 MN/cm

Tabella 4.2 – Caratteristiche delle teste snodabili 249.32 della MTS usate nella prova ciclica in combinazione con l'attuatore



Figura 3.6 – Particolare della testa snodabile durante la prova

Servoalvole: ciclo interno e ciclo esterno

Le servoalvole sono l'elemento che converte il segnale emesso dal programma di controllo della prova nel movimento fisico dell'attuatore. In un sistema idraulico a ciclo chiuso un dispositivo di controllo converte il comando in un segnale per la servoalvola.

Nella servoalvola il segnale di verifica muove un rullo interno causando la regolazione della portata del fluido dall'attuatore e verso l'attuatore. Ci sono parecchi modi di controllare il movimento del rullo ed è per questo motivo che esistono diversi tipi di servoalvole per differenti applicazioni. Il controllo del movimento del rullo è assegnato al ciclo interno di un sistema a ciclo



Figura 4.7 – Servoalvola della MTS serie 252

chiuso. La polarità del segnale di controllo determina la direzione del movimento del rullo e l'ampiezza determina lo spostamento del rullo. In questo modo il segnale può regolare accuratamente la direzione e la velocità del flusso di liquido all'attuatore.

Quando l'attuatore si muove, il dispositivo di controllo confronta il segnale del programma (corrispondente alla posizione desiderata dell'attuatore) con il segnale di ritorno da un trasduttore (corrispondente alla posizione che l'attuatore ha in quel momento). Quando il segnale del programma non è

uguale al segnale di ritorno, la differenza di voltaggio fra i due forza il meccanismo della servoalvola a rifornire fluido idraulico all'attuatore finché non viene raggiunto il carico o la posizione desiderata. Questo appena descritto rappresenta il ciclo esterno.

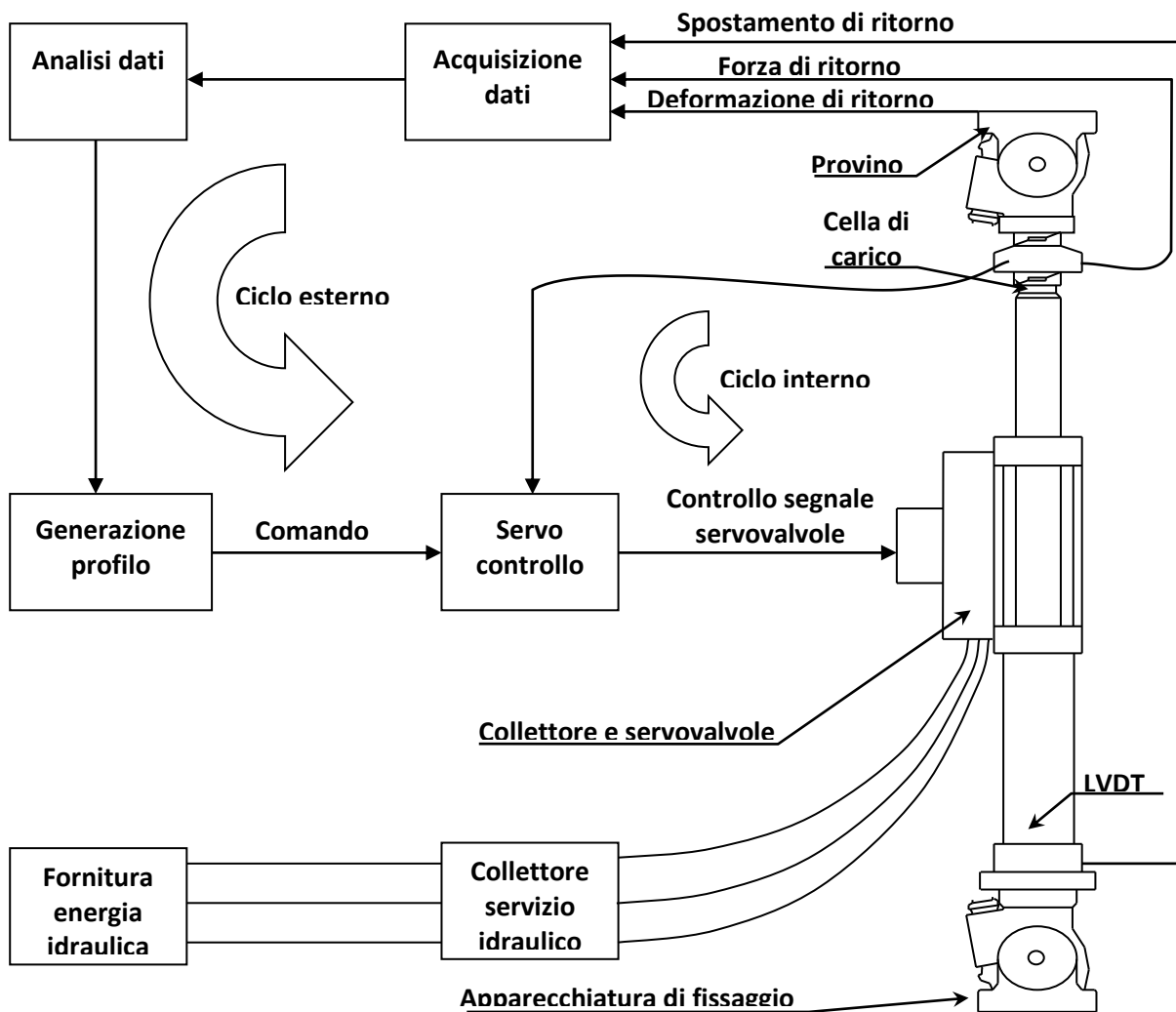


Figura 4.8 – Schema di un sistema a ciclo chiuso

La combinazione dei controlli del ciclo interno ed esterno determina la qualità di regolazione dell'attuatore; in pratica le prestazioni complessive del sistema dipendono dalla precisione con la quale si può controllare il volume del fluido idraulico richiesto per muovere l'attuatore. La servovalvola, insieme all'elettronica di controllo, determina le prestazioni generali del sistema.

Trasduttori induttivi di spostamento

I trasduttori induttivi di spostamento con sonda sensibile o perno sensibile, operano a un voltaggio con frequenza portante di 5 kHz. Per misurare lo spostamento una molla a scatto preme la punta del perno sensibile guidato da cuscinetti piani nella direzione dell'asse del trasduttore contro l'oggetto del quale deve essere rilevato il movimento o la distanza.

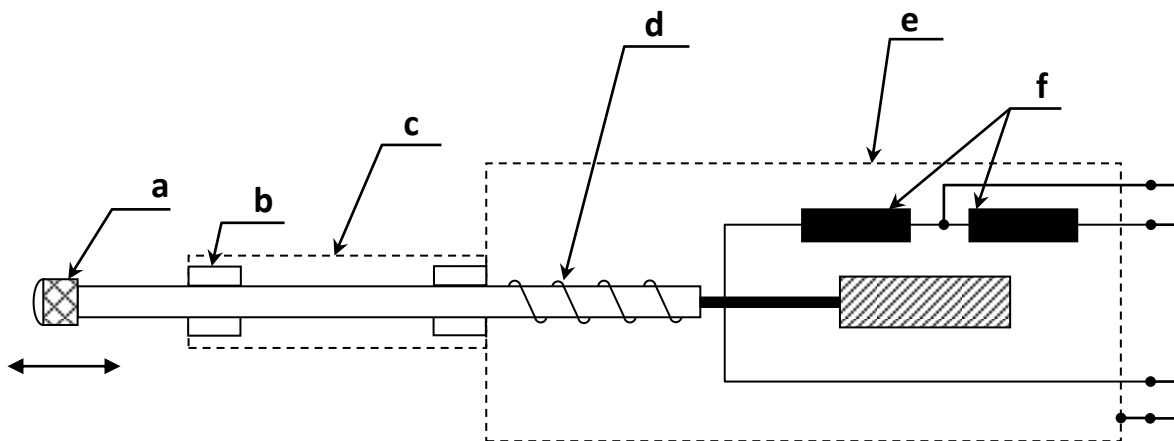


Figura 4.9 – Trasduttore induttivo di spostamento rettilineo LVDT

Nella sede del trasduttore cilindrico, che è in acciaio inossidabile come anche il perno sensibile e la sede dei supporti, sono presenti due bobine di misurazione che formano, in presenza di spostamento assiale dello stantuffo, una valvola differenziale o un mezzo ponte induttivo. I trasduttori sono connessi a un amplificatore della frequenza portante e sono integrati da due resistori di precisione così da formare un ponte di Wheatstone.

Il movimento del pistone causato dallo spostamento della sonda sbilancia il circuito a ponte che prima era bilanciato. Il segnale di misurazione prodotto dal trasduttore è proporzionale allo spostamento del pistone. In questo modo viene determinata una misura dello spostamento nella direzione dell'asse del trasduttore dovuta al movimento della superficie dell'oggetto che preme contro la sonda.

Dopo l'amplificazione, la quantità che è stata misurata rappresenta l'output, in forma di lettura o registrazione, con segno e ampiezza corretta.



- a – Sonda sensibile
- b – Perno sensibile
- c – Sede dei cuscinetti
- d – Molla
- e – Pistone
- f – Bobine di misurazione

Figura 4.10 – Schema di funzionamento del trasduttore

I trasduttori induttivi possono rilevare lo spostamento dell'oggetto da misurare nella direzione dell'asse del trasduttore. Sono permesse componenti di spostamento perpendicolare all'asse se non si esercita nessuna forza laterale percettibile sulla sonda sensibile. In questo modo è possibile misurare irregolarità, differenze di spessore, o eccentricità di oggetti in movimento e rotazione. In questi casi per evitare l'abrasione si può inserire una punta di rubino sulla sonda del trasduttore.

L'apparecchio può essere impiegato in qualsiasi posizione. L'asse del trasduttore deve essere allineato esattamente con la direzione dello spostamento, con la componente di movimento o con il cambiamento di lunghezza che si vuole determinare.

Dopo aver connesso il trasduttore e acceso l'amplificatore si deve procedere con il bilanciamento dello zero (settaggio dello zero meccanico).

I campi elettrici e magnetici possono essere causa di disturbi per i circuiti di misurazione. Questi disturbi possono venire da cavi elettrici chiusi (dei cavi di misurazione), ma anche dalla vicinanza di altri dispositivi o motori elettrici. Inoltre se i dispositivi della catena di misurazione, il trasduttore, l'amplificatore e l'indicatore, sono messi a terra individualmente, con parecchi punti a potenziale differente si possono generare segnali di disturbo prodotti dalle correnti di terra che causano errori di misurazione o impossibilità di misurare piccoli

segnali. La dispersione di segnali elettrici ad alta frequenza può essere ridotta significativamente da cavi schermati.

La frequenza ammissibile dei trasduttori nelle applicazioni dinamiche, durante le quali la sonda è soggetta a grandi accelerazioni, può essere ricavata tramite la seguente relazione:

$$f = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{a}{s}}$$

dove con a si indica l'accelerazione ammissibile della sonda e con s l'ampiezza dello spostamento.



Figura 4.11 – Vista laterale della prova: particolare posizione dei trasduttori per l'abbassamento in mezzeria e per lo scorrimento relativo acciaio-clc



Figura 4.12 – Particolare: posizione dei trasduttori per lo scorrimento relativo acciaio-clc



Figura 4.13–Particolare :posizione dei trasduttori per l' abbassamento in mezzeria

Capitolo 5: LA SPERIMENTAZIONE SVOLTA: PROVE DI FLESSIONE SU PROTOTIPI A GRANDEZZA REALE DI SOLETTE COMPOSTE

5.1 Generalità

Ad ora la normativa vigente prevede per ogni tipo di soletta composta acciaio-calcestruzzo delle prove sperimentali in laboratorio al fine di determinare i parametri specifici grazie ai quali è possibile definire un dominio di resistenza delle solette.

In laboratorio sono state quindi eseguite prove commissionate da 5 diverse aziende produttrici, che chiameremo A, B, C, D, E, per ragioni legate alla privacy.

Personalmente, durante la fase di elaborazione della mia tesi, ho seguito solo le prove delle aziende D e E: quindi in questo capitolo, dedicato alle prove sperimentali, entrerà nel merito delle sole solette delle ditte D ed E, mentre nei paragrafi successivi, al fine di fare una analisi completa di questa tipologia di strutture, si confronteranno i dati di tutte e cinque le ditte produttrici, che si sono rivolte al laboratorio prove materiali del Politecnico di Milano.

Per quanto riguarda le solette delle ditte A e B, oltre alle solette standard sono stati realizzati alcuni prototipi di solette migliorate attraverso due diverse tipologie di lavorazione:

- i campioni forniti dalla ditta A sono stati realizzati con una lamiera che, prima di subire il processo di lavorazione a freddo che realizza le greche, aveva attaccato un foglio di barriera a vapore denominato *vapor stop*. La successiva lavorazione a freddo sulla lamiera garantisce una migliore aderenza del foglio di barriera a vapore che, avendo una superficie specifica e una rugosità elevata, incrementa l'aderenza della lamiera col calcestruzzo.
- i campioni di soletta forniti dalla ditta B sono stati realizzati con una lamiera che, prima del getto, aveva la superficie, a contatto con il calcestruzzo, ricoperta con adesivo epossidico bicomponente speciale. Ecco che anche questo accorgimento è stato adottato per poter realizzare una migliore connessione tra lamiera e calcestruzzo.

In questo elaborato però, l'attenzione è stata concentrata sul confronto di solette standard, quindi questi ultimi tipi di soletta con aderenza migliorata non verranno analizzati.

5.2 Parametri delle prove

Durante la mia esperienza diretta in laboratorio ho assistito alla esecuzione di 40 prove, 20 della ditta D e 20 della ditta E. Di queste prove, ogni ventina è composta da 10 solette con lamiera grecata di altezza 55 mm e 10 con lamiera grecata di altezza 75 mm. Le solette che ci sono state inviate hanno lunghezza variabile, da circa 1500 mm fino a 3000 mm, e una larghezza variabile da circa 650 mm a 820 mm.

Inoltre, oltre alle solette stesse, sono stati inviati cubi di calcestruzzo e campioni della lamiera di acciaio per effettuare prove sui campioni ed ottenere i parametri caratteristici dei materiali.

All' inizio di ogni prova vengono effettuate le relative misurazioni della soletta: lunghezza sui due lati, larghezza ai due estremi, e misurazione delle altezze delle due sezioni di estremità.

Per ogni tipo di soletta (4 tipi: D-55, D-75, E-55, E-75), ai fini di utilizzare le misure per ottenere i domini di resistenza delle nostre solette , i vari valori delle lunghezze ottenute con la misurazione diretta vengono mediati per ottenere un parametro unico per ogni tipo di soletta (a parte la lunghezza)

Di seguito viene riportata la tabella con le varie solette e i parametri caratteristici principali.

DITTA D							
lamiera 55 mm							
DESIGNAZIONE SOLETTA	DATA	TIPO PROVA	L [mm]	Ls [mm]	b [mm]	P max [kN]	M ult [kNm]
D-55-1650-M	27/09/2010	monotona	1650	412,5	661,8	57,84	11,930
D-55-1650-C	28/09/2010	ciclica	1650	412,5	661,8	61,688	12,723
D-55-1900-M	04/10/2010	monotona	1900	475	661,8	56,642	13,452
D-55-1900-C	05/10/2010	ciclica	1900	475	661,8	53,136	12,620
D-55-2150-M	12/09/2010	monotona	2150	537,5	661,8	43,190	11,607
D-55-2150-C	23/09/2010	ciclica	2150	537,5	661,8	45,207	12,149
D-55-2400-M	16/09/2010	monotona	2400	600	661,8	43,926	13,178
D-55-2400-C	20/09/2010	ciclica	2400	600	661,8	42,239	12,672
D-55-2650-M	20/09/2010	monotona	2650	662,5	661,8	41,473	13,738
D-55-2650-M	30/09/2010	ciclica	2650	662,5	661,8	39,260	13,005

Tabella 5.2.1 Parametri di prova delle solette - ditta D – lamiera 55 - prove monotone e cicliche

lamiera 75 mm							
DESIGNAZIONE SOLETTA	DATA	TIPO PROVA	L [mm]	Ls [mm]	b [mm]	P max [kN]	M ult [kNm]
D-75-2150-M	22/09/2010	monotona	2150	537,5	798,9	41,498	11,15259
D-75-2150-C	24/09/2010	ciclica	2150	537,5	798,9	52,609	14,13867
D-75-2400-M	16/09/2010	monotona	2400	600	798,9	37,826	11,3478
D-75-2400-C	17/09/2010	ciclica	2400	600	798,9	36,129	10,8387
D-75-2650-M	29/09/2010	monotona	2650	662,5	798,9	33,539	11,10979
D-75-2900-M	07/10/2010	monotona	2900	725	798,9	31,49	11,41513
D-75-2900-C	08/10/2010	ciclica	2900	725	798,9	44,336	16,0718
D-75-3150-M	01/10/2010	monotona	3150	787,5	798,9	20,3	7,993125
D-75-3150-C	12/10/2010	ciclica	3150	787,5	798,9	33,582	13,22291

Tabella 5.2.2 Parametri di prova delle solette - ditta D – lamiera 75 - prove monotone e cicliche

Come possiamo osservare dalla tabella i due tipi di soletta della ditta D , 55 e 75, hanno due larghezze differenti; questo dipende dal tipo di lamiera grecata utilizzata. Come possiamo osservare nelle figure 5.1 e 5.2 , il prototipo di soletta 75 utilizza un tipo di grecatura con flangia superiore molto maggiore rispetto alla tipologia 55 , da cui deriva una larghezza complessiva della soletta più alta.



Figura 4.2.1 Lamiera 55 , ditta D

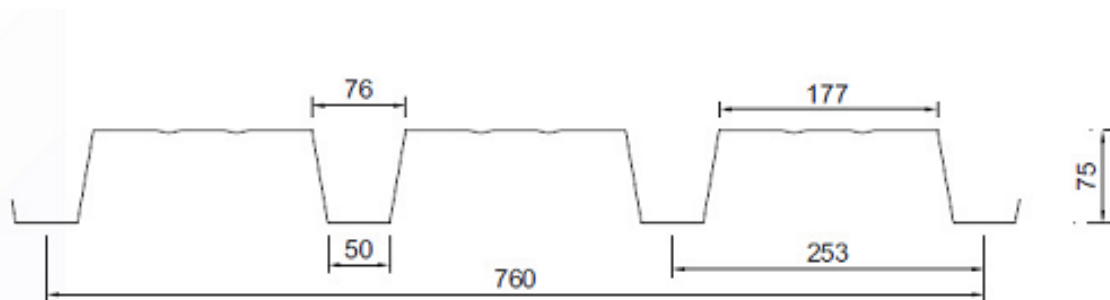


Figura 5.2.2 Lamiera 75, ditta D

Per quanto riguarda invece le caratteristiche dei materiali della ditta D, il calcestruzzo usato per i due tipi di solette è il medesimo, mentre l' acciaio più resistente è quello delle 75.

DITTA E							
DESIGNAZIONE SOLETTA	DATA	TIPO PROVA	L [mm]	Ls [mm]	b [mm]	fck [Mpa]	fyp [Mpa]
lamiera 55 mm							
E-55-2000-M	24/11/2010	monotona	2000	500	665,75	22,53	327,5
E-55-2000-C	26/11/2010	ciclica	2000	500	665,75	22,53	327,5
E-55-2250-M	24/11/2010	monotona	2250	562,5	665,75	22,53	327,5
E-55-2250-C	25/11/2010	ciclica	2250	562,5	665,75	22,53	327,5
E-55-2500-M	17/11/2010	monotona	2500	625	665,75	22,53	327,5
E-55-2500-C	18/11/2010	ciclica	2500	625	665,75	22,53	327,5
E-55-2750-M	05/11/2010	monotona	2750	687,5	665,75	22,53	327,5
E-55-2750-C	11/11/2010	ciclica	2750	687,5	665,75	22,53	327,5
E-55-3000-M	28/10/2010	monotona	3000	750	665,75	22,53	327,5
E-55-3000-M	29/10/2010	ciclica	3000	750	665,75	22,53	327,5
lamiera 75 mm							
DESIGNAZIONE SOLETTA	DATA	TIPO PROVA	L [mm]	Ls [mm]	b [mm]	fck [Mpa]	fyp [Mpa]
E-75-2500-M	17/11/2010	monotona	2500	625	635,8	22,53	327,5
E-75-2500-C	19/11/2010	ciclica	2500	625	635,8	22,53	327,5
E-75-2750-M	10/11/2010	monotona	2750	687,5	635,8	22,53	327,5
E-75-2750-C	12/11/2010	ciclica	2750	687,5	635,8	22,53	327,5
E-75-3000-M	27/10/2010	monotona	3000	750	635,8	22,53	327,5
E-75-3000-C	04/11/2010	ciclica	3000	750	635,8	22,53	327,5
E-75-3250-M	20/11/2010	monotona	3250	812,5	635,8	22,53	327,5
E-75-3250-C	01/12/2010	ciclica	3500	875	635,8	22,53	327,5
E-75-3500-M	29/11/2010	monotona	3500	875	635,8	22,53	327,5
E-75-3500-C	30/11/2010	ciclica	3500	875	635,8	22,53	327,5

Tabella 5.2.2 Parametri di prova delle solette - ditta E – lamiera 55 e 75 - prove monotone e cicliche

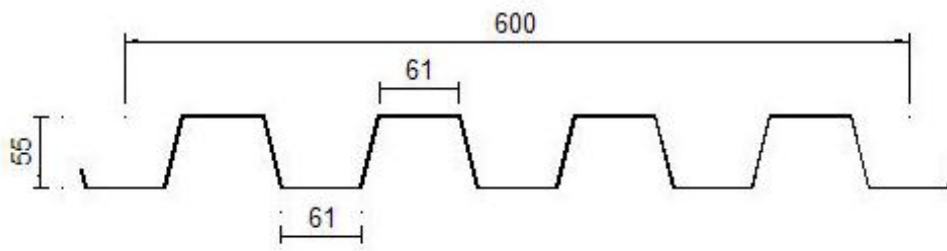


Figura 5.2.3 Lamiera 55 , ditta E

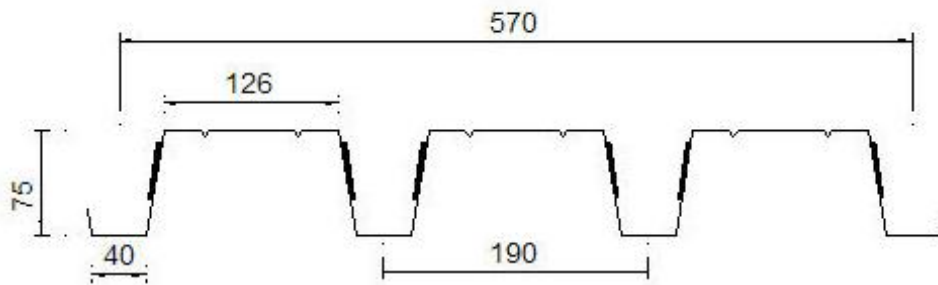


Figura 5.2.4 Lamiera 75 , ditta E

Il termine L_s , riportato nelle tabelle, è pari a $L_o/4$, ed è definito come lunghezza di taglio: osservando la tipologia di prova, con due coltelli di taglio posti a distanza $L_o/4$ dalla mezzeria, la parte di soletta interessata a sforzo di taglio è quella laterale per una lunghezza pari appunto ad $L/4$ dagli appoggi.

Il problema del taglio nelle solette composte è molto importante: in generale, anche con distribuzioni di carico differenti da quelle della soletta , per esempio carico distribuito uniforme, le zone della soletta più sollecitate a taglio sono proprio quelle laterali.

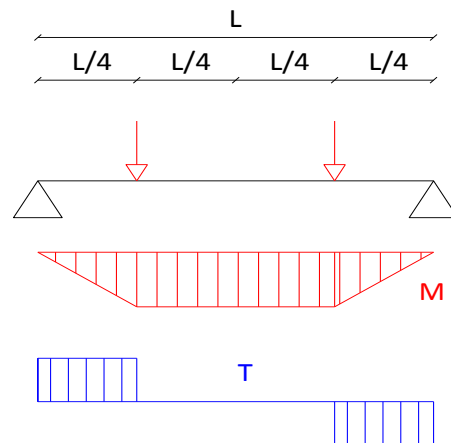


Figura 5.2.5 Andamento del momento e del taglio dati dalla distribuzione di carico delle prove

5.3 Preparazione delle prove

Le solette sono state preparate dalle ditte presso le loro sedi e sono state depositate presso il GIMED, laboratorio del dipartimento di ingegneria strutturale, dove vengono svolte le prove.

Una volta all' interno del laboratorio la soletta viene tolta dai casseri in acciaio di protezione, e viene montata per la prova.

Le operazioni necessarie prima della prova sono:

- posizionamento dei cavalletti di appoggio della trave. Questa operazione viene effettuata posizionando i cavalletti in modo da far fuoriuscire la soletta da entrambi i cavalletti di 50 mm per parte. Una volta posizionati i cavalletti vengono saldati a terra per evitare qualsiasi spostamento durante la prova. Sopra i cavalletti sono posizionati i rulli e la piastra sulla quale poi viene appoggiata la soletta. I due rulli posizionati sopra i cavalletti permettono di ottenere il sistema di appoggio cerniera-carrello. Uno dei due cavalletti infatti predispone di un meccanismo che blocca lo scorrimento in direzione longitudinale del rullo, creando così una cerniera (figura 5.3.2). L' altro rullo invece è libero di scorrere in direzione longitudinale sopra il cavalletto, creando così un carrello come si può vedere in figura 5.3.3.



Figura 5.3.1 Cavalletti



Figura 5.3.2 Appoggio cerniera

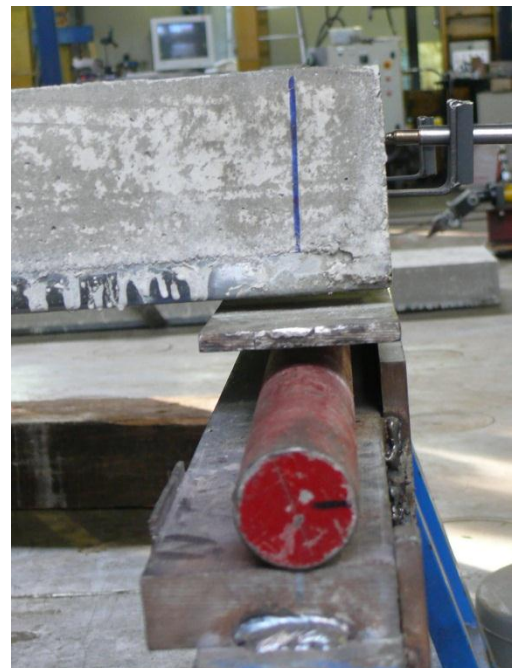


Figura 5.3.3 Appoggio carrello

- Posizionata la soletta bisogna distanziare correttamente i coltelli. I coltelli vengono posti a distanza $L/4$ dalla mezzeria. Tra i coltelli e la trave vengono poste delle strisce di gomma per evitare eventuali rotture locali del calcestruzzo.
- A questo punto bisogna posizionare i trasduttori. Prima però è necessario controllare ogni trasduttore attraverso uno specifico taratore. Il trasduttore viene posto all'interno dello strumento che comprime il trasduttore misurando lo spostamento impresso. Bisogna quindi verificare che il programma di lettura dei dati misura lo stesso spostamento misurato dallo strumento. Questa operazione viene effettuata all'inizio di ogni ciclo di prove. Effettuato quindi il controllo dei trasduttori vengono posizionati i due trasduttori nella mezzeria della trave per il controllo dell'abbassamento in mezzeria, e i quattro trasduttori per il rilevamento dello scorrimento relativo tra la lamiera grecata e il calcestruzzo. Questi secondi trasduttori vengono posizionati attraverso un squadretta che viene incollata all'interno del vuoto sulla lamiera grecata (prima però bisogna pulire tramite carta vetrata la superficie della lamiera per togliere eventuali residui di calcestruzzo). Questi trasduttori si attivano solo quando la trave si fessura e provoca lo scorrimento tra lamiera e calcestruzzo.

Durante la preparazione della prova sono state rilevate alcune imperfezioni della soletta: alcune solette infatti non erano perfettamente in piano e, come si può vedere in figura 5.3.4, non appoggiavano su tutto l'appoggio. Questo tipo di



Figura 5.3.4 Particolare : squadrette per il posizionamento dei trasduttori alle sezioni di estremità

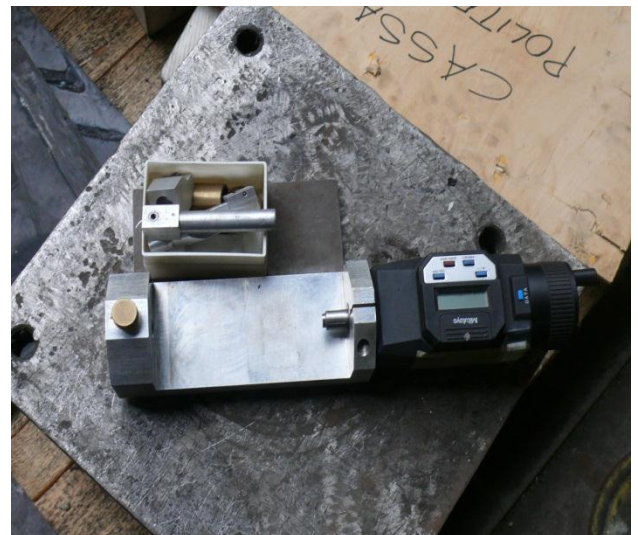


Figura 5.3.5 Strumento per la verifica di taratura dei trasduttori

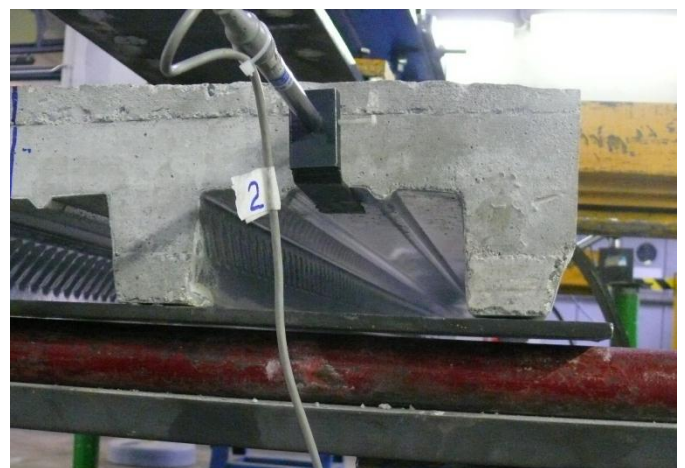


Figura 5.3.5 Imperfezioni di planarità della soletta

imperfezioni hanno influenzato in modo sensibile l' andamento della prova: infatti il massimo carico raggiunto è stato molto inferiore a quello ipotizzabile teoricamente .



Figura 5.3.7 Soletta montata pronta per la prova

5.4 Procedura della prova

Per ogni tipo di soletta sono state effettuate due tipi di prove:

- Prova monotona: è la prima che viene effettuata e serve principalmente per fare una valutazione sperimentale del carico medio e delle sue escursioni per la prova ciclica. La prova statica prevede di portare a rottura la soletta, in un tempo minimo di un' ora. Durante questa prova si mantiene una velocità media di 0,005 mm/sec di abbassamento dello strumento di carico.
- Prova ciclica: è la prova più importante, poiché, attraverso questa prova dinamica, è possibile simulare la vita reale di una soletta. Infatti, come spiegato nei precedenti capitoli, l'aderenza tra lamiera e calcestruzzo è di due tipi: aderenza chimica e aderenza meccanica. L'aderenza chimica però svanisce con i naturali cicli di carico e scarico della struttura, e non si può fare affidamento in fase di progetto, su questo tipo di meccanismo. La prova ciclica simula quindi la vita della soletta e permette di valutare la resistenza della struttura dovuta alla sola aderenza meccanica. La normativa prevede, per determinare i valori di massimo e di minimo per le prove cicliche di considerare come valore minimo il 20 % del carico di rottura raggiunto durante la prova monotona, mentre come carico massimo il 60 % dello stesso valore. Il valore medio della prova ciclica si troverà effettuando una media aritmetica tra i due valori appena trovati. La prova è costituita da tre fasi: durante la prima si arriva al carico medio con una prova monotona di almeno un' ora. Quindi viene effettuata una prova ciclica di 5010 cicli, con frequenza di 0,3 Hz. Alla fine dei cicli si porta a rottura la soletta con una seconda prova monotona, anch' essa di durata minima di un' ora.

5.5 Risultati delle prove

5.5.1 Stato della soletta a fine prova

Alla fine delle prove si possono osservare gli effetti della rottura a flessione della soletta: le fessure, verticali o inclinate di circa 45° , si verificano nella quasi totalità delle prove, in prossimità di uno dei due coltelli di carico. In caso di soletta di lunghezza non troppo elevata, le fessure si presentano principalmente in un solo punto. Mentre per solette con lunghezza maggiore di circa 2600 mm è possibile notare più sezioni fessurate. In prossimità di queste fessure è possibile notare la fessurazione del calcestruzzo e lo snervamento



Figura 5.5.1 Fessura verticale per rottura a flessione



Figura 5.5.2 Fessura diagonale per rottura a flessione



Figura 5.5.3 Scorrimento lamiera calcestruzzo

ANALISI SPERIMENTALE DI SOLETTE COMPOSTE IN ACCIAIO E CALCESTRUZZO

della sottostante lamiera di acciaio: la lamiera non può reggere oltre un determinato valore di carico, si snerva creando una deformazione notevole e il conseguenziale distacco dal calcestruzzo; immediatamente il calcestruzzo si fessura nella parte inferiore, non potendo reggere sforzo di trazione. Una volta avvenuta la rottura della soletta, non è più possibile ricaricare la nostra soletta, poiché è ormai priva di meccanismi di aderenza.

Oltre alle fessure è molto evidente, in corrispondenza delle sezioni di estremità, lo scorrimento tra lamiera grecata e calcestruzzo. Lo scorrimento, nella maggior parte dei casi si verifica in una sola delle due sezioni di estremità, e normalmente i

quella più vicina al coltello di carico sotto al quale si sono verificate le fessure per rottura a flessione. Infine si può osservare lungo tutto il bordo laterale della soletta, il distacco della lamiera dal calcestruzzo, come mostrato in figura 5.5.4. Questo risulta essere molto accentuato in corrispondenza delle fessure del calcestruzzo e meno evidente lungo il resto della soletta.



Figura 5.5.4 Distacco laterale della lamiera dal calcestruzzo

Queste quindi sono le principali osservazioni che si possono notare alla fine di una prova monotona o ciclica sulle solette composte.



Figura 5.5.5 Fessura in caso di non planarità della soletta

Come detto in precedenza alcune solette hanno presentato imperfezioni di planarità: alla fine delle prove su questo tipo di solette sono state rilevate meccanismi di fessurazioni diversi dalle solette senza imperfezioni geometriche, come si può notare in figura 5.5.5.

Tutti i dati vengono registrati su un calcolatore che registra l'abbassamento e gli scorrimenti in funzione del carico applicato. I dati delle prove vengono rielaborati formando grafici che riportano in ordinata il carico applicato oppure il momento sollecitante mentre in ascissa l'abbassamento in mezzeria

oppure gli scorrimenti.

5.5.2 Elaborazione dei risultati: grafici e valori di carico ultimo

Di seguito vengono riportati tre esempi di grafici ottenuti rielaborando i dati forniti dalle prove: uno rappresenta l'abbassamento in mezzeria, uno lo scorrimento lamiera calcestruzzo e l'ultimo quello ottenuto da una prova ciclica.

Come si può notare nel secondo grafico, relativo allo scorrimento, solo due trasduttori su quattro hanno subito uno spostamento: questo poiché, come spiegato poco sopra, lo scorrimento in estremità, avviene solo da un lato della soletta.

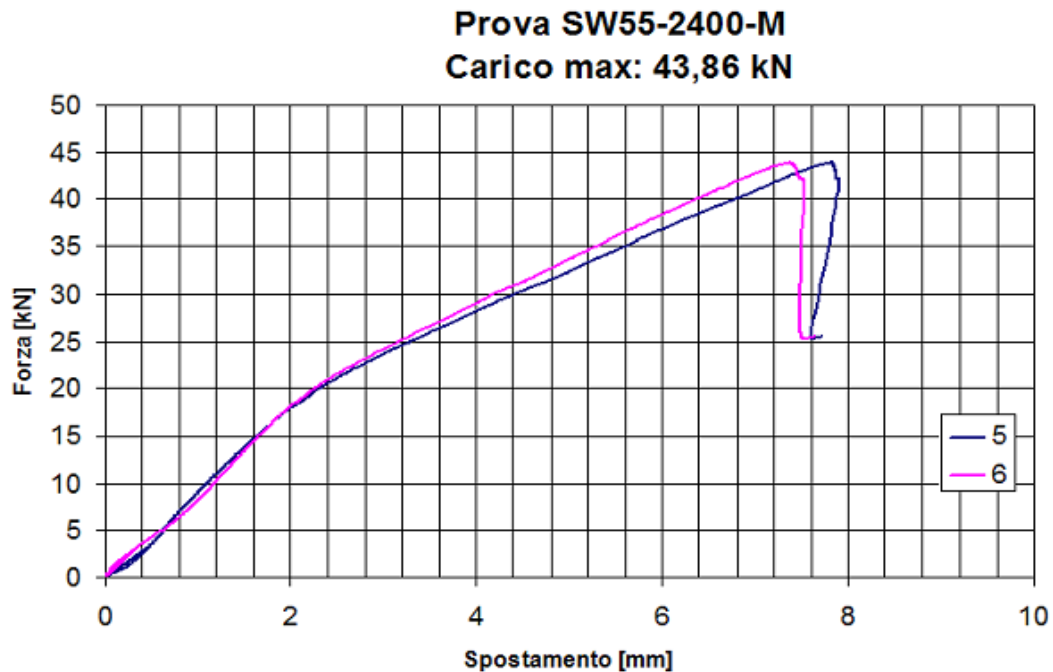


Figura 5.5.6 Grafico relativo all' abbassamento in mezzeria durante prova monotona

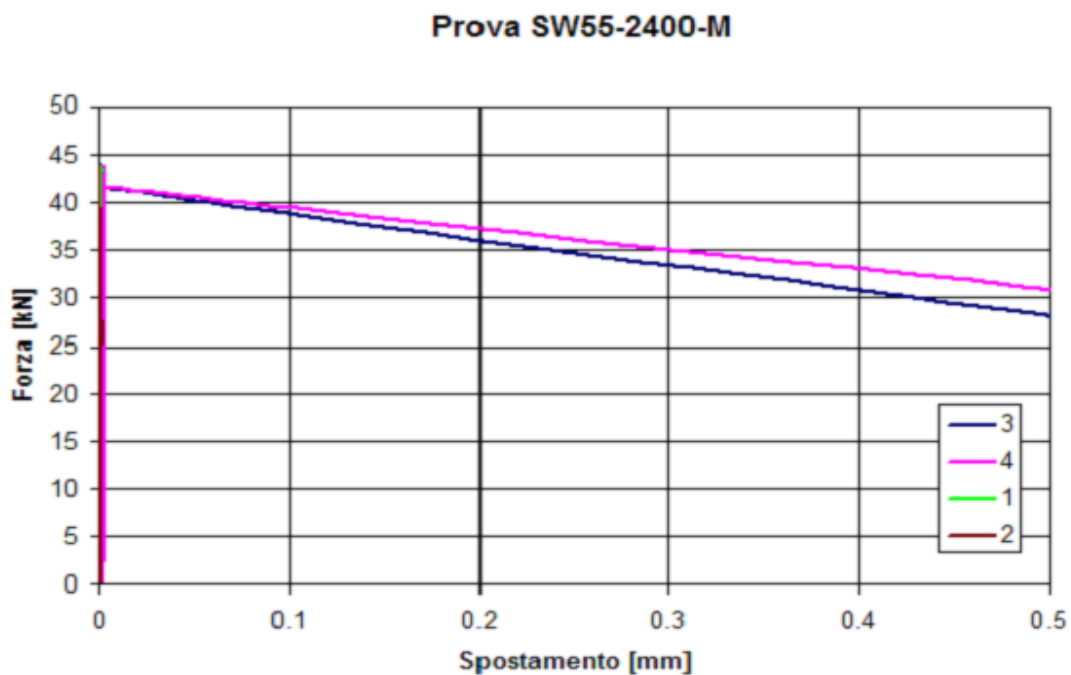


Figura 5.5.7 Grafico relativo allo scorrimento lamiera-calcestruzzo

Prova SW55-2400-C2
Fase ciclica ($17,60 \pm 9,2$ kN)

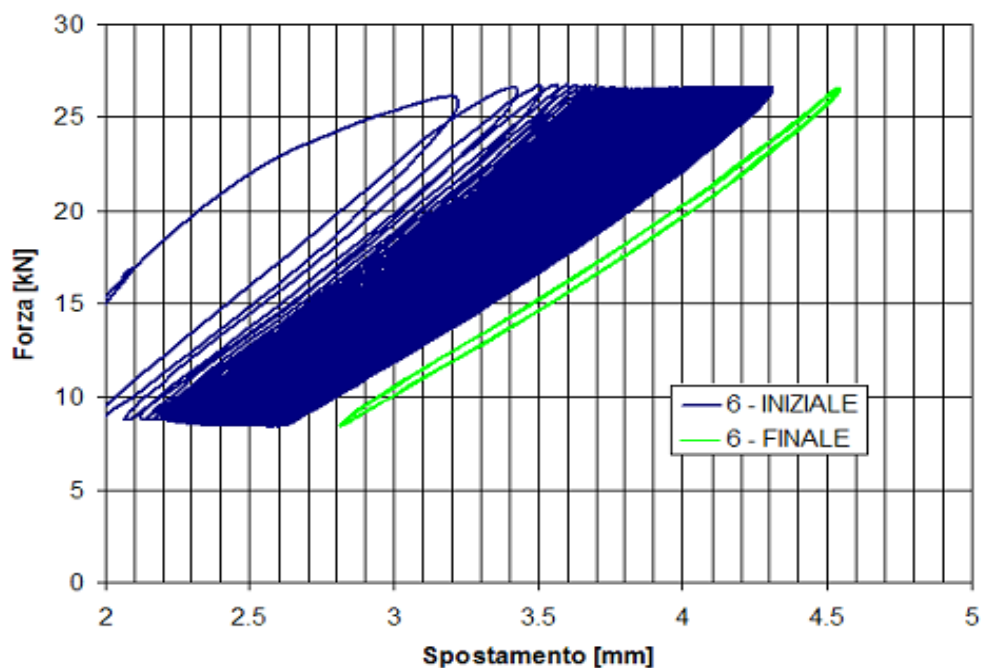


Figura 5.5.8 Grafico relativo all' abbassamento in mezzeria durante una prova ciclica

5.5.2 Risultati delle prove – ditta D

Di seguito vengono riportati i valori di carico ultimi raggiunti durante le prove delle ditte D .

DITTA D							
lamiera 55 mm							
DESIGNAZIONE SOLETTA	DATA	TIPO PROVA	L [mm]	Ls [mm]	b [mm]	P max [kN]	M ult [kNm]
D-55-1650-M	27/09/2010	monotona	1650	412,5	661,8	57,84	11,930
D-55-1650-C	28/09/2010	ciclica	1650	412,5	661,8	61,688	12,723
D-55-1900-M	04/10/2010	monotona	1900	475	661,8	56,642	13,452
D-55-1900-C	05/10/2010	ciclica	1900	475	661,8	53,136	12,620
D-55-2150-M	12/09/2010	monotona	2150	537,5	661,8	43,190	11,607
D-55-2150-C	23/09/2010	ciclica	2150	537,5	661,8	45,207	12,149
D-55-2400-M	16/09/2010	monotona	2400	600	661,8	43,926	13,178
D-55-2400-C	20/09/2010	ciclica	2400	600	661,8	42,239	12,672
D-55-2650-M	20/09/2010	monotona	2650	662,5	661,8	41,473	13,738
D-55-2650-M	30/09/2010	ciclica	2650	662,5	661,8	39,260	13,005

Tabella 5.5.1 Risultati delle prove - ditta D – lamiera 55 - prove monotone e cicliche

DITTA D							
lamiera 75 mm							
DESIGNAZIONE SOLETTA	DATA	TIPO PROVA	L [mm]	Ls [mm]	b [mm]	P max [kN]	M ult [kNm]
D-75-2150-M	22/09/2010	monotona	2150	537,5	798,9	41,498	11,15259
D-75-2150-C	24/09/2010	ciclica	2150	537,5	798,9	52,609	14,13867
D-75-2400-M	16/09/2010	monotona	2400	600	798,9	37,826	11,3478
D-75-2400-C	17/09/2010	ciclica	2400	600	798,9	36,129	10,8387
D-75-2650-M	29/09/2010	monotona	2650	662,5	798,9	33,539	11,10979
D-75-2900-M	07/10/2010	monotona	2900	725	798,9	31,49	11,41513
D-75-2900-C	08/10/2010	ciclica	2900	725	798,9	44,336	16,0718
D-75-3150-M	01/10/2010	monotona	3150	787,5	798,9	20,3	7,993125
D-75-3150-C	12/10/2010	ciclica	3150	787,5	798,9	33,582	13,22291

Tabella 5.5.2 Risultati delle prove - ditta D – lamiera 75 - prove monotone e cicliche

Nel grafico a seguire sono riportati i valori del carico ultimo e di momento ultimo (calcolato con la formula $p \cdot L/8$) per le prove monotone e per le prove cicliche in funzione della lunghezza L_0 delle solette.

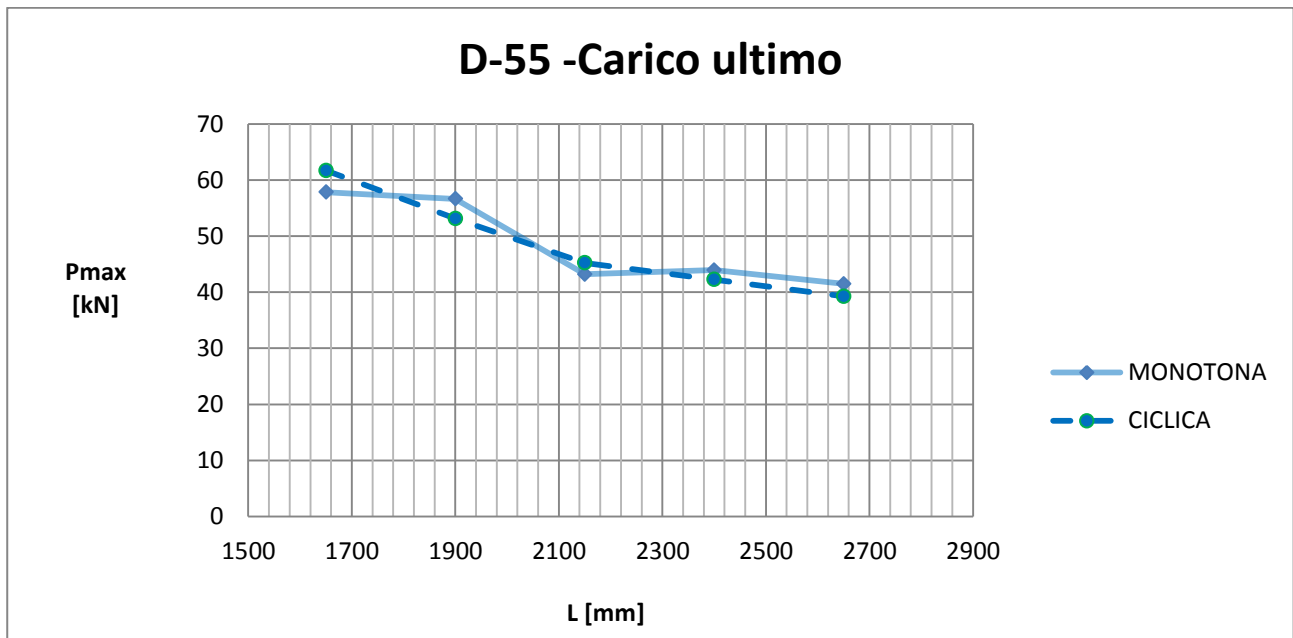


Figura 5.5.9 Grafico Carico ultimo-lunghezza relativo alle prove monotone e cicliche – ditta D – lamiera 55

Come si può osservare dai grafici, la differenza tra le prove monotone e le prove cicliche è minima: questo ci permette di dire che il meccanismo in questo tipo di solette è garantito quasi esclusivamente dall'aderenza meccanica.

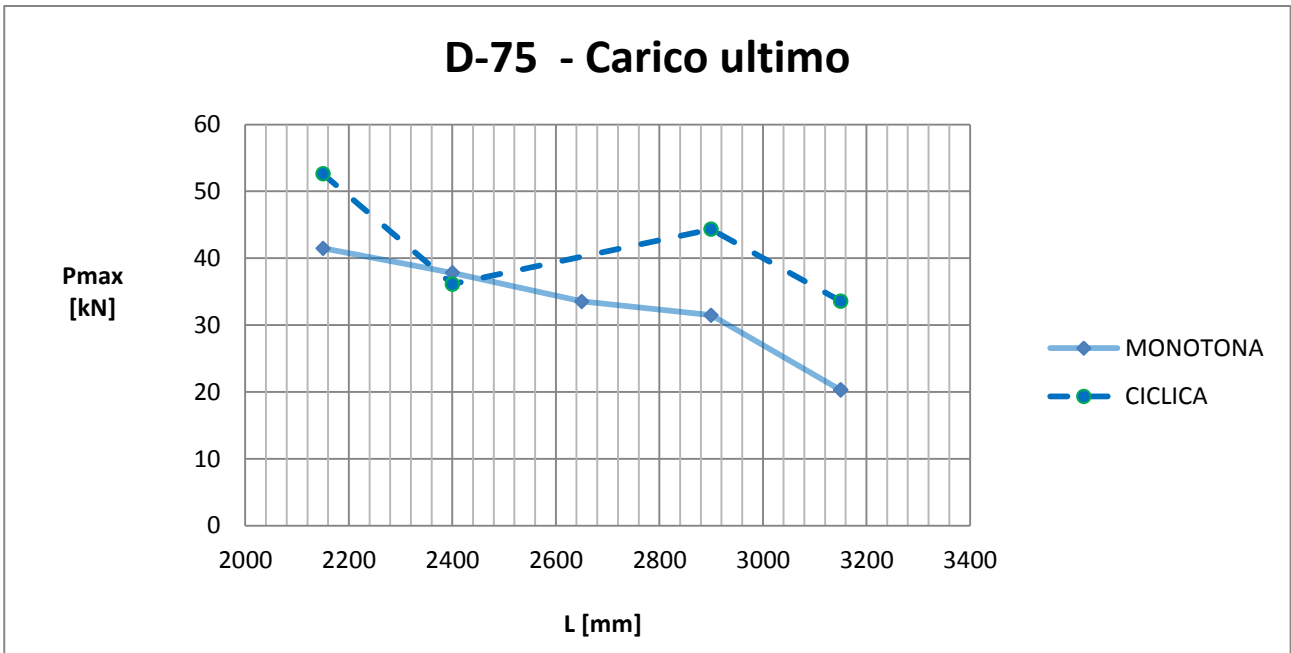


Figura 5.5.10 Grafico Carico ultimo-lunghezza relativo alle prove monotone e cicliche – ditta D – lamiera 75

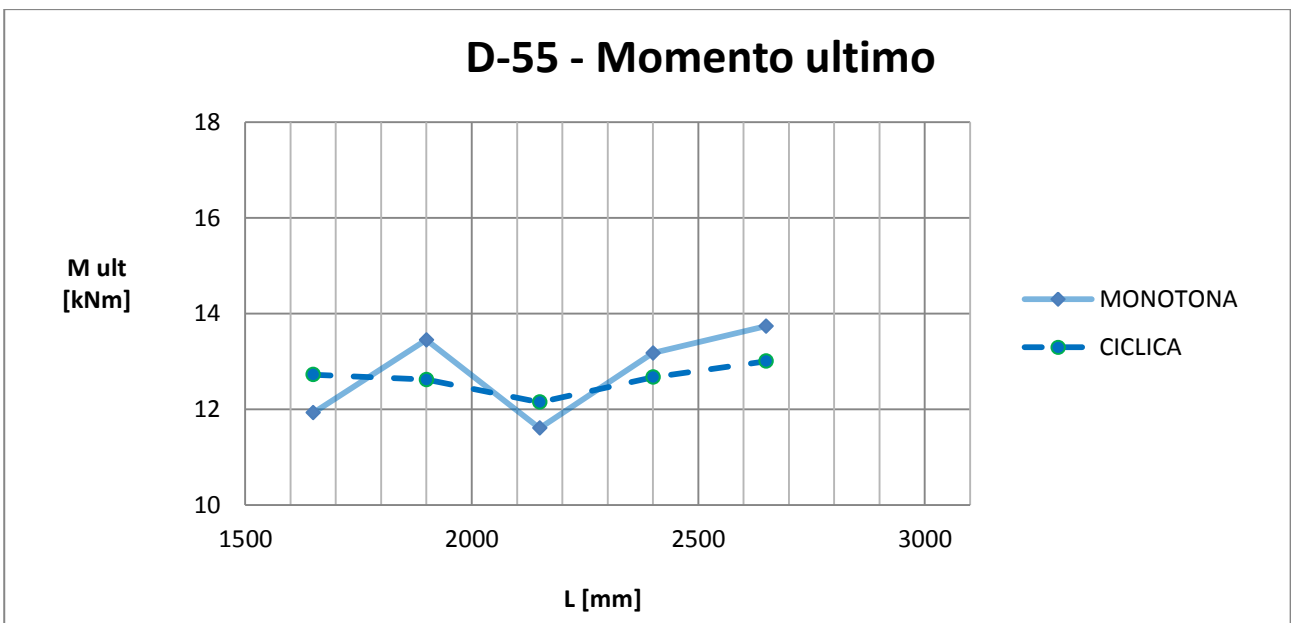


Figura 5.5.11 Grafico Momento ultimo-lunghezza relativo alle prove monotone e cicliche – ditta D – lamiera 55

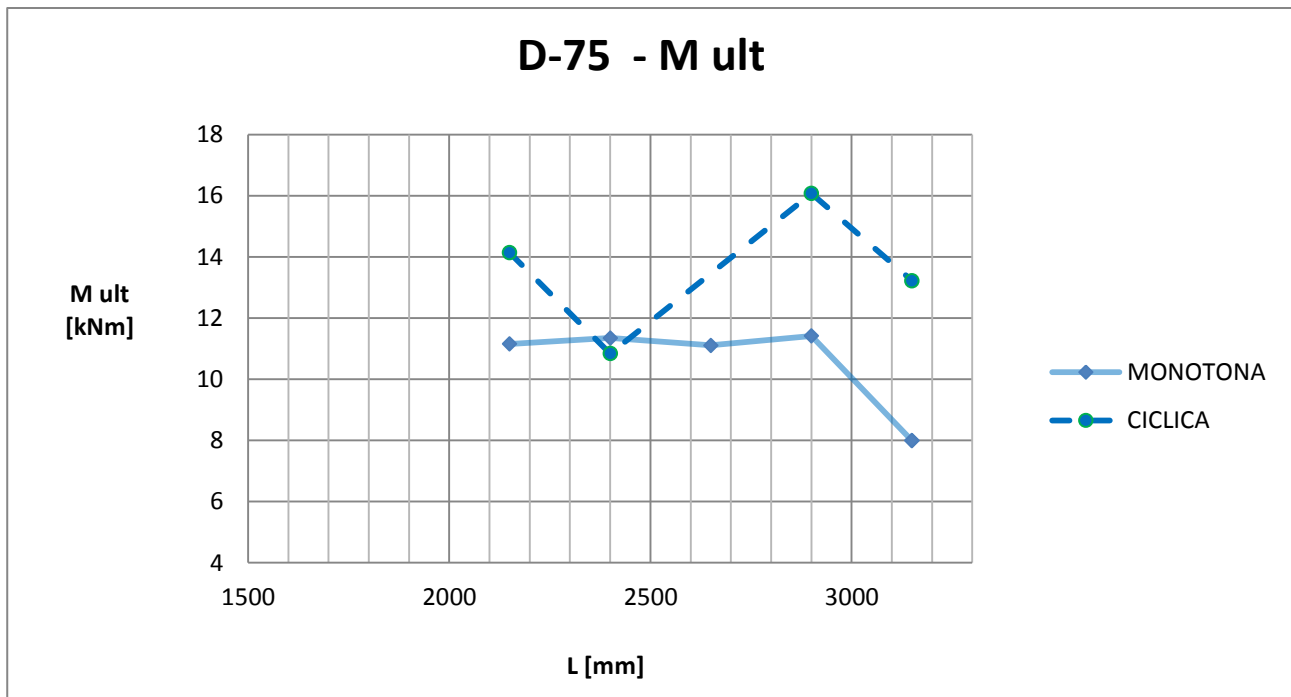


Figura 5.5.12 Grafico Momento ultimo-lunghezza relativo alle prove monotone e cicliche – ditta D – lamiera 75

5.5.2 Risultati delle prove – ditta E

Di seguito vengono riportati i valori di carico ultimi raggiunti durante le prove delle ditte E .

DITTA E							
lamiera 55 mm							
DESIGNAZIONE SOLETTA	DATA	TIPO PROVA	L [mm]	Ls [mm]	b [mm]	P max [kN]	M ult [kNm]
E-55-2000-M	24/11/2010	monotona	2000	500	665,75	46,354	11,589
E-55-2000-C	26/11/2010	ciclica	2000	500	665,75	49,339	12,335
E-55-2250-M	24/11/2010	monotona	2250	562,5	665,75	39,253	11,040
E-55-2250-C	25/11/2010	ciclica	2250	562,5	665,75	42,193	11,867
E-55-2500-M	17/11/2010	monotona	2500	625	665,75	40,890	12,778
E-55-2500-C	18/11/2010	ciclica	2500	625	665,75	39,741	12,419
E-55-2750-M	05/11/2010	monotona	2750	687,5	665,75	32,840	11,289
E-55-2750-C	11/11/2010	ciclica	2750	687,5	665,75	34,355	11,810
E-55-3000-M	28/10/2010	monotona	3000	750	665,75	20,928	7,848
E-55-3000-M	29/10/2010	ciclica	3000	750	665,75	32,499	12,187

Tabella 5.5.3 Risultati delle prove - ditta E – lamiera 55 - prove monotone e cicliche

DITTA E							
lamiera 75 mm							
DESIGNAZIONE SOLETTA	DATA	TIPO PROVA	L [mm]	Ls [mm]	b [mm]	P max [kN]	M ult [kNm]
E-75-2500-M	17/11/2010	monotona	2500	625	635,8	37,539	11,731
E-75-2500-C	19/11/2010	ciclica	2500	625	635,8	39,094	12,217
E-75-2750-M	10/11/2010	monotona	2750	687,5	635,8	33,110	11,381
E-75-2750-C	12/11/2010	ciclica	2750	687,5	635,8	32,613	11,211
E-75-3000-M	27/10/2010	monotona	3000	750	635,8	29,998	11,249
E-75-3000-C	04/11/2010	ciclica	3000	750	635,8	24,797	9,299
E-75-3250-M	20/11/2010	monotona	3250	812,5	635,8	28,949	11,761
E-75-3250-C	01/12/2010	ciclica	3500	875	635,8	27,866	12,191
E-75-3500-M	29/11/2010	monotona	3500	875	635,8	22,715	9,938
E-75-3500-C	30/11/2010	ciclica	3500	875	635,8	17,577	7,690

Tabella 5.5.4 Risultati delle prove - ditta E – lamiera 75 - prove monotone e cicliche

Nel grafico a seguire sono riportati i valori del carico ultimo per le prove monotone e per le prove cicliche in funzione della lunghezza L_0 delle solette.

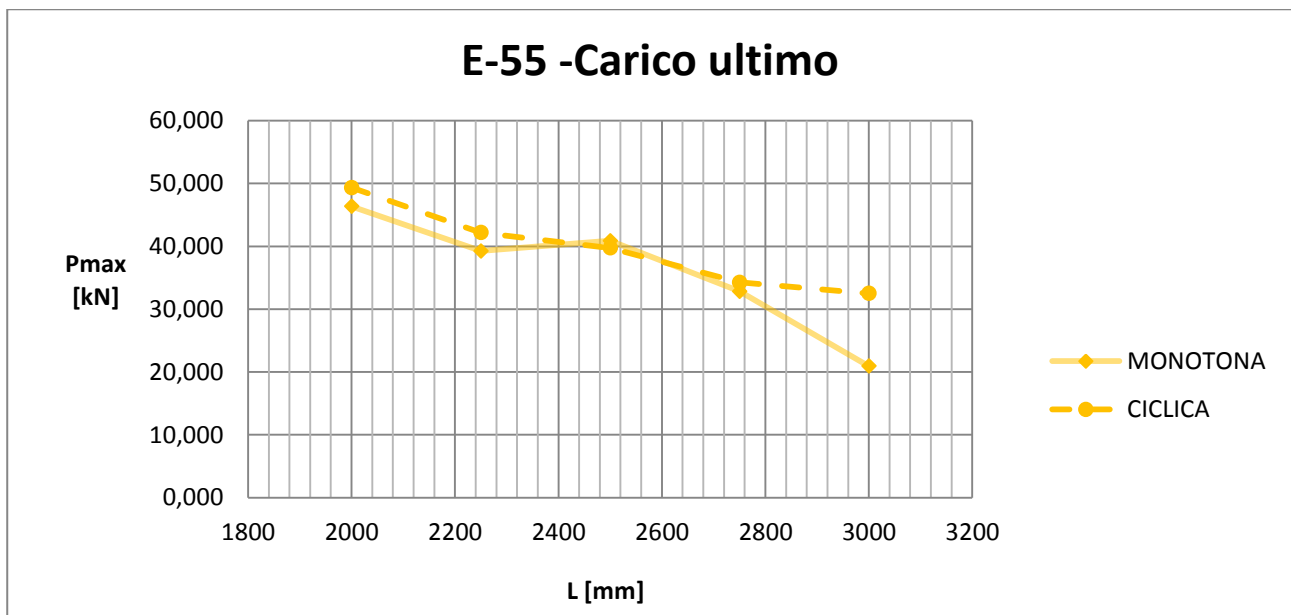


Figura 5.5.11 Grafico Carico ultimo-lunghezza relativo alle prove monotone e cicliche – ditta E – lamiera 55

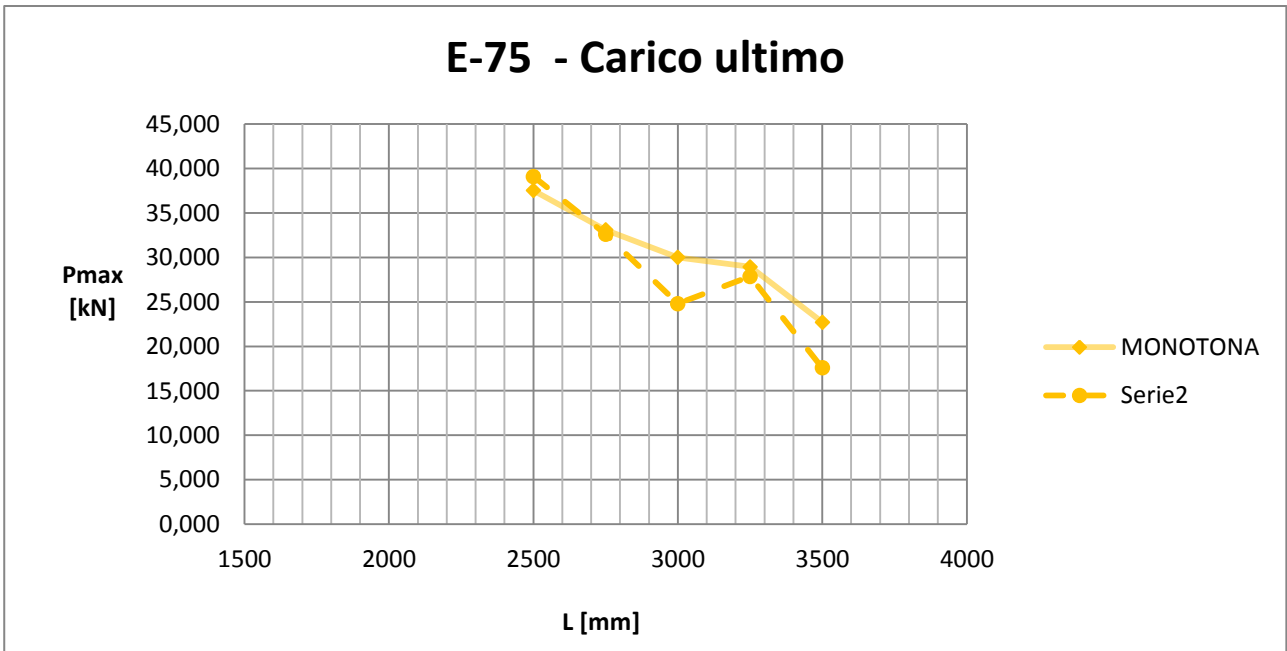


Figura 5.5.12 Grafico Carico ultimo-lunghezza relativo alle prove monotone e cicliche – ditta E – lamiera 75

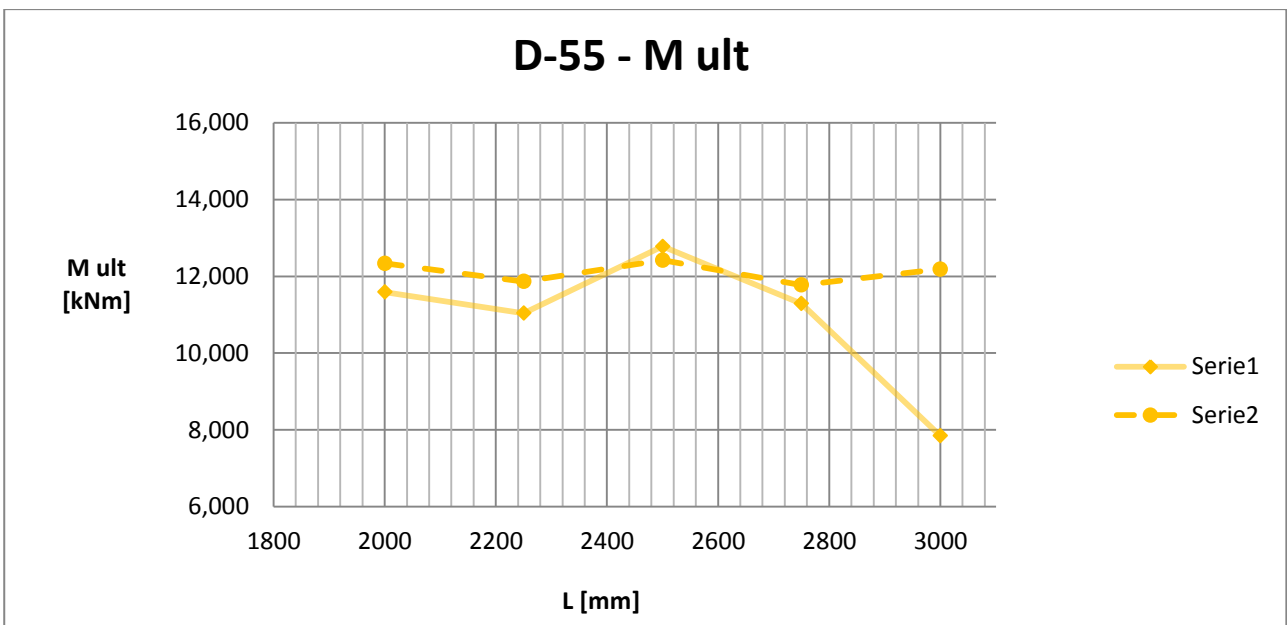


Figura 5.5.13 Grafico Momento ultimo-lunghezza relativo alle prove monotone e cicliche – ditta E – lamiera 55

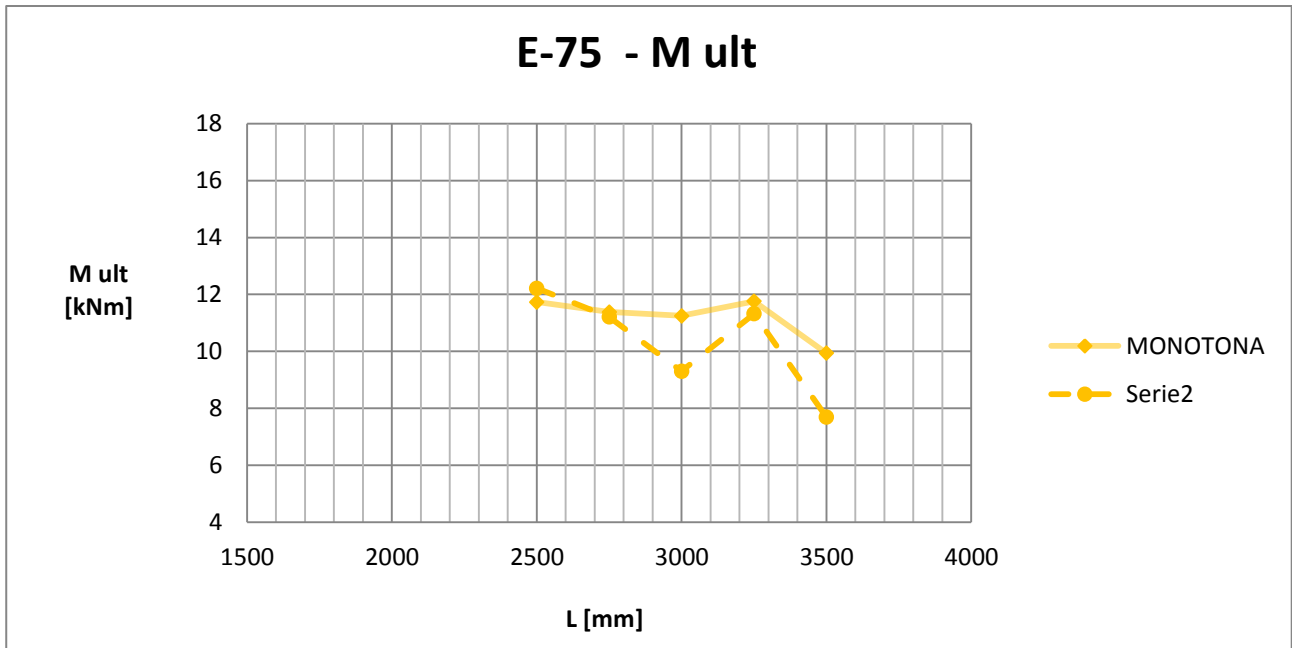


Figura 5.5.14 Grafico Momento ultimo-lunghezza relativo alle prove monotone e cicliche – ditta E – lamiera 75

5.6 Risultati delle prove precedentemente condotte

In questo ultimo paragrafo, prima di passare all' analisi teorica dei dati sperimentali, vengono riportati i valori dei carichi ultimi ottenuti negli anni precedenti durante le prove delle solette delle ditte A, B e C. In queste tabelle vengono riportati solo alcuni tra i principali parametri delle solette provate. Nei capitoli successivi, ai fini di una analisi più completa possibile, verranno riportati le documentazioni complete di tutti i parametri di tutte le prove.

5.6.1 Risultati delle prove – ditta A

DITTA A								
lamiera 55 mm								
DESIGNAZIONE SOLETTA	TIPO PROVA	L [mm]	Ls [mm]	b [mm]	fck [N/mm ²]	fyp [N/mm ²]	P max [kN]	M ult [kNm]
A-55-1190-M	monotona	1090	272,5	810	25,3	291,7	55,298	8,225578
A-55-1750-C	ciclica	1650	412,5	810	25,3	291,7	56,719	12,175
A-55-2000-C	ciclica	1900	475	810	25,3	291,7	38,533	9,63325
A-55-2105-C	ciclica	2005	501,25	810	25,3	291,7	37,575	9,886922
A-55-2250-M	monotona	2150	537,5	810	25,3	291,7	42,82	12,318
A-55-2350-M	monotona	2250	562,5	810	25,3	291,7	46,804	14,051
A-55-2350-C	ciclica	2250	562,5	810	25,3	291,7	43,756	13,194
A-55-2500-M	monotona	2400	600	810	25,3	291,7	40	13,01
A-55-2600-M	monotona	2500	625	810	25,3	291,7	48,485	16,248
A-55-2600-C	ciclica	2500	625	810	25,3	291,7	47,775	16,026
A-55-2855-C	ciclica	2755	688,75	810	25,3	291,7	40,812	15,386
A-55-2885-M	monotona	2755	688,75	810	25,3	291,7	32,886	12,809
lamiera 75 mm								
DESIGNAZIONE SOLETTA	TIPO PROVA	L [mm]	Ls [mm]	b [mm]	fck [N/mm ²]	fyp [N/mm ²]	P max [kN]	M ult [kNm]
A-75-2000-M	monotona	1900	475	620	29,87	380,445	32,609	8,4
A-75-2500-M	monotona	2400	600	620	29,87	380,445	20,069	7,055
A-75-2500-C	ciclica	2400	600	620	29,87	380,445	31,467	10,474
A-75-2750-M	monotona	2650	662,5	620	29,87	380,445	23,655	9,092
A-75-3000-M	monotona	2900	725	620	29,87	380,445	18,961	8,373
A-75-3000-C	ciclica	2900	725	620	29,87	380,445	21,759	9,387

Tabella 5.6.1 Risultati delle prove - ditta A – lamiera 55 e 75 - prove monotone e cicliche

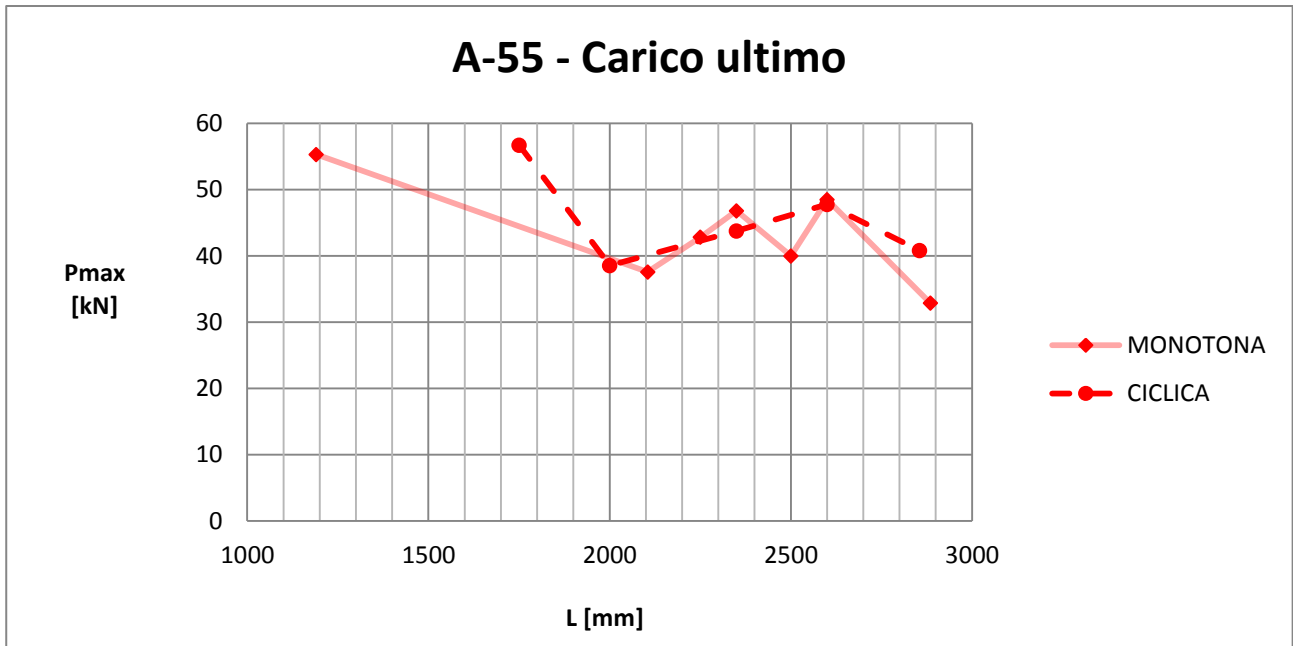


Figura 5.6.1 Grafico Carico ultimo-lunghezza relativo alle prove monotone e cicliche – ditta A – lamiera 55

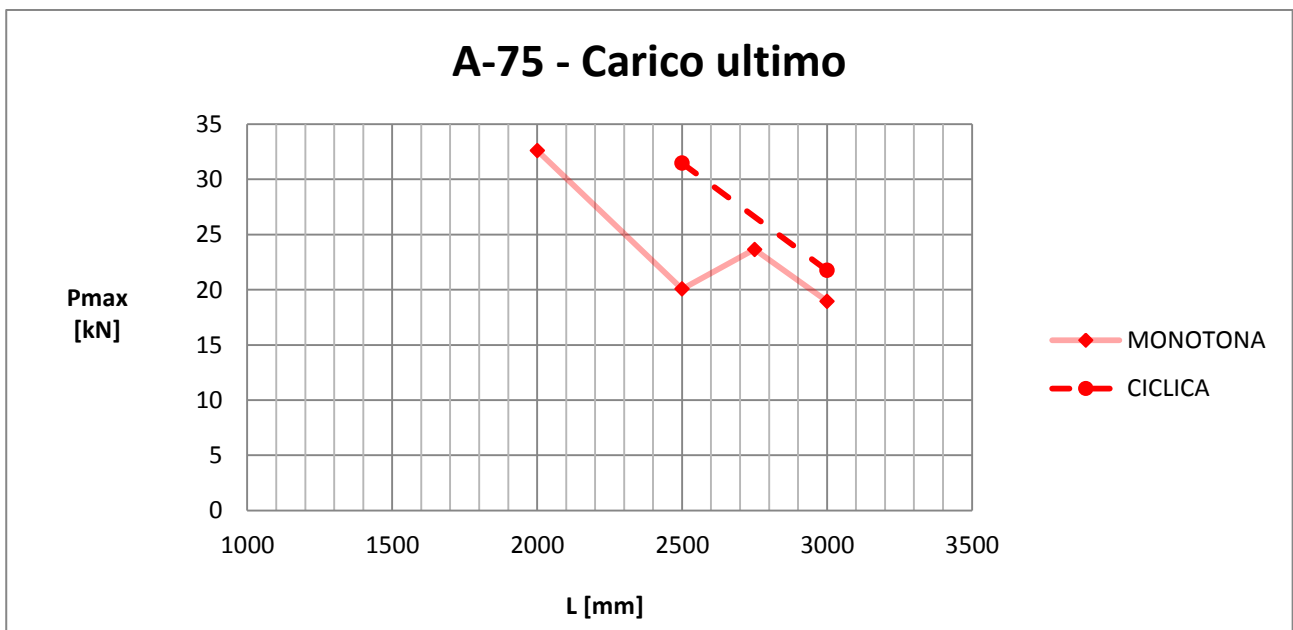


Figura 5.6.2 Grafico Carico ultimo-lunghezza relativo alle prove monotone e cicliche – ditta A – lamiera 75

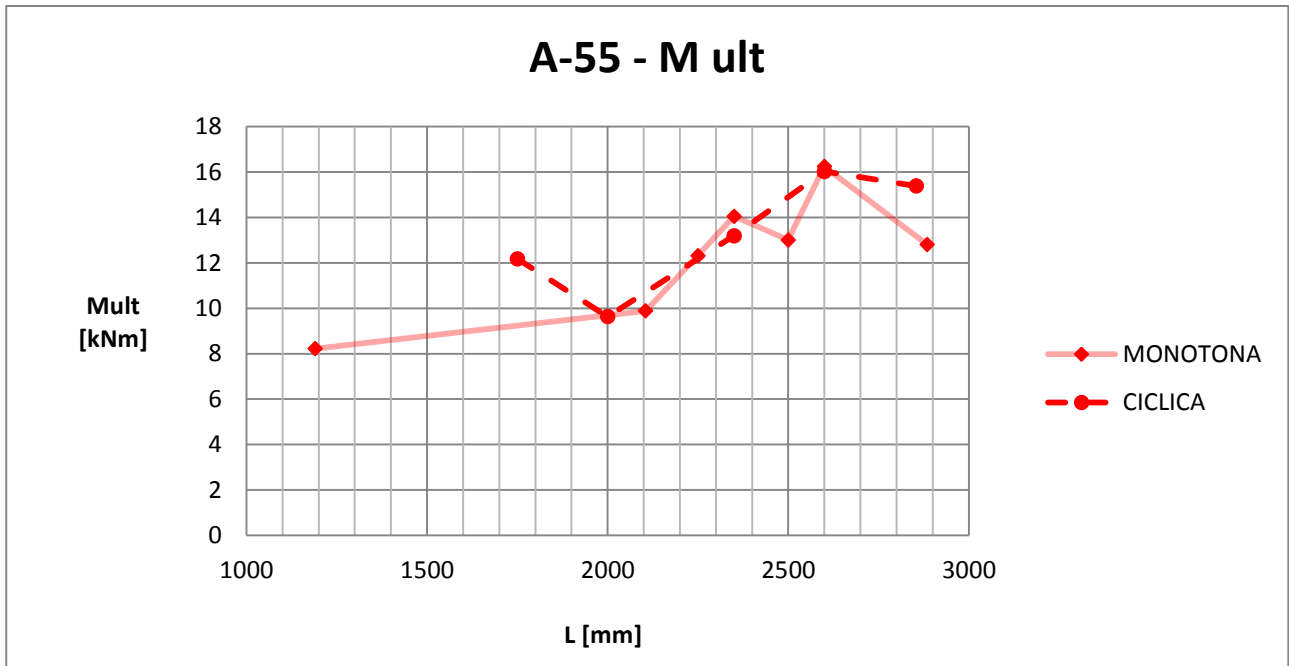


Figura 5.6.3 Grafico Momento ultimo-lunghezza relativo alle prove monotone e cicliche – ditta A – lamiera 55

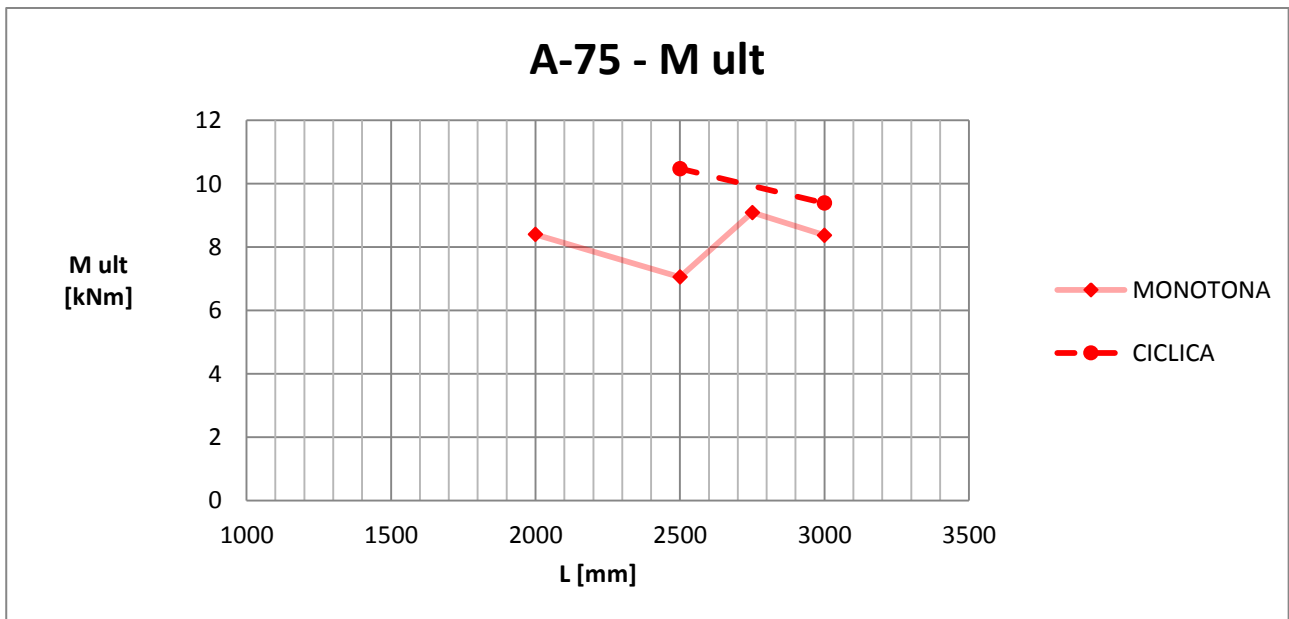


Figura 5.6.4 Grafico Momento ultimo-lunghezza relativo alle prove monotone e cicliche – ditta A – lamiera 75

5.6.2 Risultati delle prove – ditta B

DITTA B								
lamiera 55 mm								
DESIGNAZIONE SOLETTA	TIPO PROVA	L [mm]	Ls [mm]	b [mm]	fck [N/mm ²]	fyp [N/mm ²]	P max [kN]	M ult [kNm]
B-55-2100-M	monotona	2100	525	680	28,19	346	39,070	10,920
B-55-2100-C	ciclica	2100	525	680	28,19	346	31,640	8,970
B-55-2350-C	ciclica	2350	587,5	680	28,19	346	31,420	10,060
B-55-2500-C	ciclica	2500	625	680	28,19	346	29,450	10,140
B-55-2500b-C	ciclica	2500	625	680	28,19	346	23,010	8,130
B-55-2700-M	monotona	2700	675	680	28,19	346	26,900	10,170
B-55-2700-C	ciclica	2700	675	680	28,19	346	21,850	8,460
B-55-3000-M	monotona	3000	750	680	28,19	346	18	8,100
lamiera 75 mm								
DESIGNAZIONE SOLETTA	TIPO PROVA	L [mm]	Ls [mm]	b [mm]	fck [N/mm ²]	fyp [N/mm ²]	P max [kN]	M ult [kNm]
B-75-1600-M	monotona	1600	400	850	22,37	285,99	43,01	8,602
B-75-1600-M	monotona	1600	400	850	22,37	285,99	52,26	10,452
B-75-1800-M	monotona	1800	450	850	22,37	285,99	51,27	11,53575
B-75-2000-M	monotona	2000	500	850	22,37	285,99	46,293	8,373
B-75-2000-C	ciclica	2000	500	850	22,37	285,99	42,814	9,387
B-75-2250-C	ciclica	2250	562,5	850	22,37	285,99	35,502	9,092
B-75-2500-M	monotona	2500	625	850	22,37	285,99	26,76	8,3625
B-75-2500-M	monotona	2500	625	850	22,37	285,99	35,276	10,474
B-75-2500-M	monotona	2500	625	850	22,37	285,99	29,64	9,2625
B-75-2700-M	monotona	2700	675	850	22,37	285,99	25,12	8,478
B-75-2750-M	monotona	2750	687,5	850	22,37	285,99	31,223	8,4
B-75-2750-C	ciclica	2750	687,5	850	22,37	285,99	30,92	7,055
B-75-3800-M	monotona	3800	950	850	22,37	285,99	11,81	5,60975
B-75-3800-M	monotona	3800	950	850	22,37	285,99	14,43	6,85425
B-75-4000-M	monotona	4000	1000	850	22,37	285,99	20,84	10,42

Tabella 5.6.2 Risultati delle prove - ditta B – lamiera 55 e 75 - prove monotone e cicliche

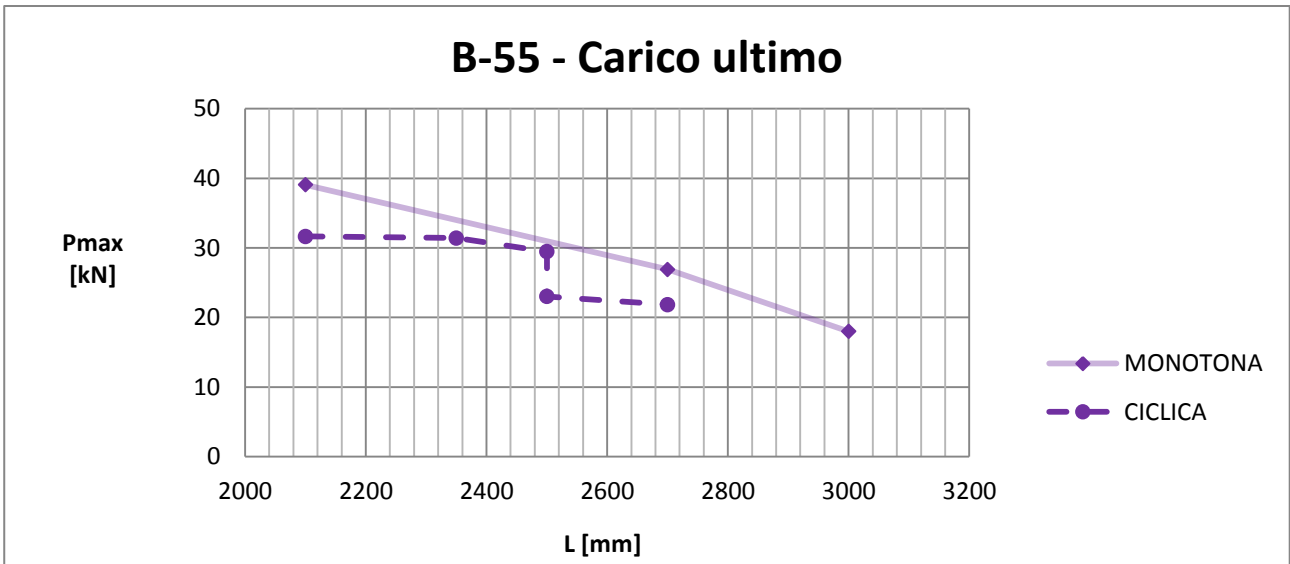


Figura 5.6.5 Grafico Carico ultimo-lunghezza relativo alle prove monotone e cicliche – ditta B – lamiera 55

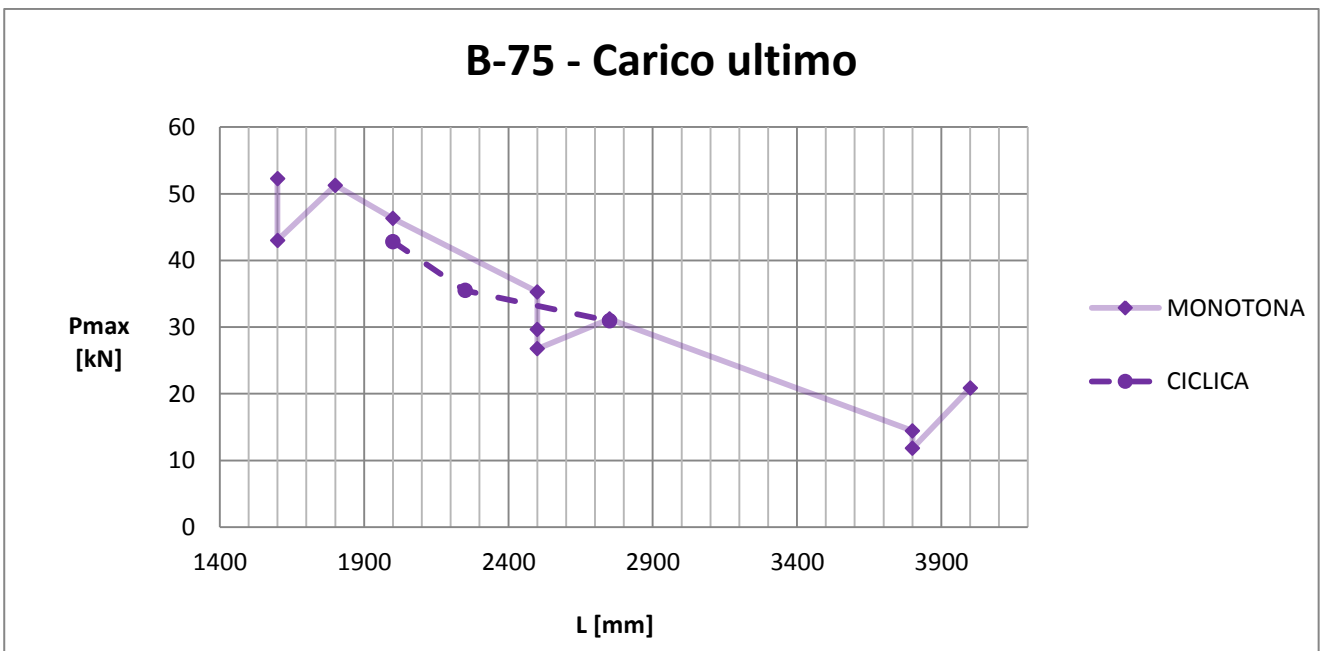


Figura 5.6.6 Grafico Carico ultimo-lunghezza relativo alle prove monotone e cicliche – ditta B – lamiera 75

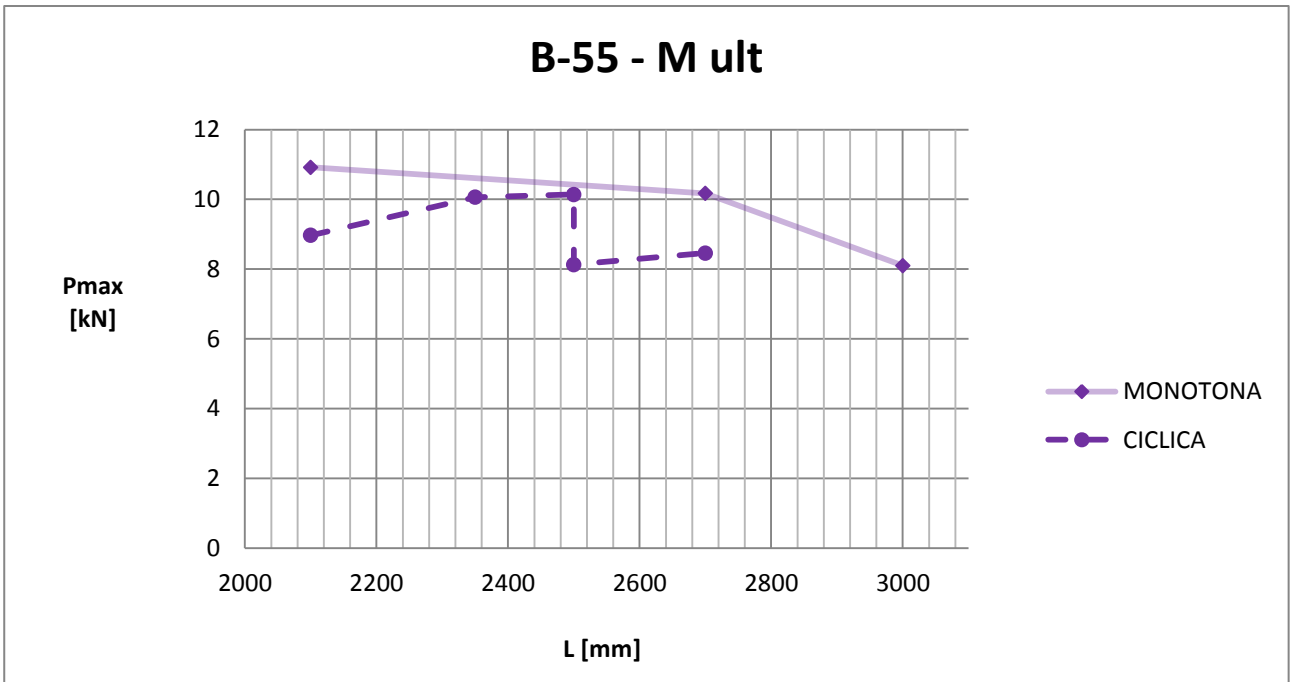


Figura 5.6.7 Grafico Momento ultimo-lunghezza relativo alle prove monotone e cicliche – ditta B – lamiera 55

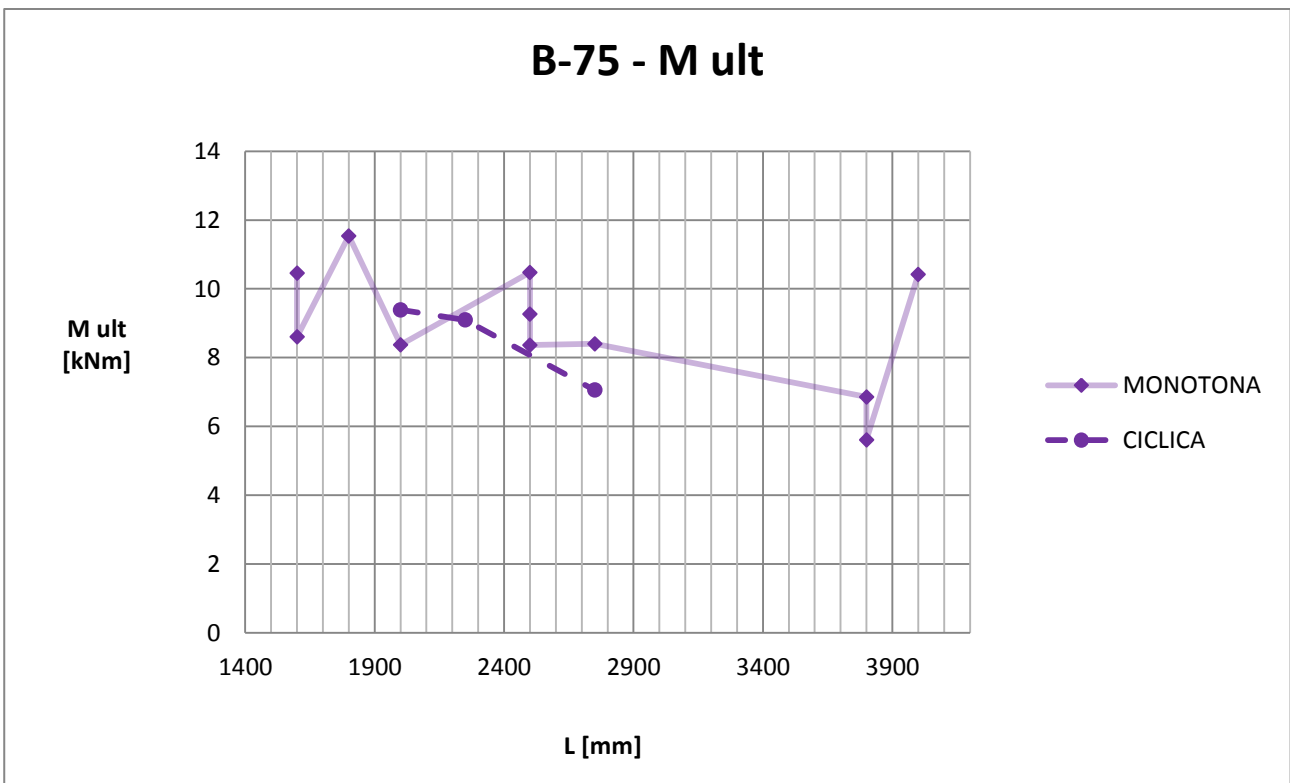


Figura 5.6.7 Grafico Momento ultimo-lunghezza relativo alle prove monotone e cicliche – ditta B – lamiera 75

5.6.3 Risultati delle prove – ditta C

DITTA C								
lamiera 55 mm								
DESIGNAZIONE SOLETTA	TIPO PROVA	L [mm]	Ls [mm]	b [mm]	fck [N/mm ²]	fyp [N/mm ²]	P max [kN]	M ult [kNm]
C-55-2000-M	monotona	2000	500	843	39,96	334	53,510	14,190
C-55-2000-C	ciclica	2000	500	843	39,96	334	57,440	15,170
C-55-2250-M	monotona	2250	562,5	843	39,96	334	55,700	16,690
C-55-2250-C	ciclica	2250	562,5	843	39,96	334	53,090	15,950
C-55-2500-M	monotona	2500	625	843	39,96	334	47,110	15,980
C-55-2500-C	ciclica	2500	625	843	39,96	334	49,690	16,790
C-55-2700-C	ciclica	2700	675	843	39,96	334	41,190	15,370
C-55-2750-C	ciclica	2750	687,5	843	39,96	334	42,620	16,170
C-55-3000-M	monotona	3000	750	843	39,96	334	37,05	15,700
C-55-3000-C	ciclica	3000	750	843	39,96	334	42,100	17,600
lamiera 75 mm								
DESIGNAZIONE SOLETTA	TIPO PROVA	L [mm]	Ls [mm]	b [mm]	fck [N/mm ²]	fyp [N/mm ²]	P max [kN]	M ult [kNm]
C-75-2500-M	monotona	2500	625	768	39,96	351,50	44,68	15,070
C-75-2500-C	ciclica	2500	625	768	39,96	351,50	42,550	14,410
C-75-2750-M	monotona	2750	687,5	768	39,96	351,50	50,070	18,560
C-75-2750-C	ciclica	2750	687,5	768	39,96	351,50	51,410	19,020
C-75-3000-M	monotona	3000	750	768	39,96	351,50	46,180	18,920
C-75-3000-C	ciclica	3000	750	768	39,96	351,50	46,240	18,940
C-75-3250-M	monotona	3250	812,5	768	39,96	351,50	40,510	18,330
C-75-3250-C	ciclica	3250	812,5	768	39,96	351,50	41,890	18,890
C-75-3500-M	monotona	3500	875	768	39,96	351,50	35,550	17,730
C-75-3500-C	ciclica	3500	875	768	39,96	351,50	36,610	18,200

Tabella 5.6.3 Risultati delle prove - ditta C– lamiera 55 e 75 - prove monotone e cicliche

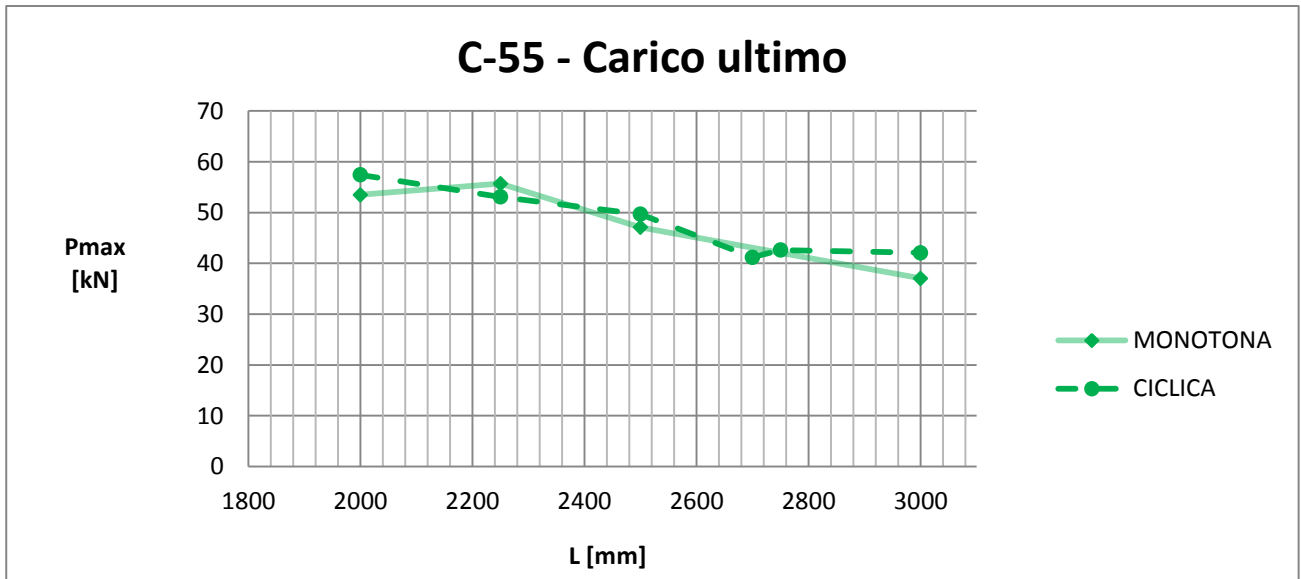


Figura 5.6.8 Grafico Carico ultimo-lunghezza relativo alle prove monotone e cicliche – ditta C – lamiera 55

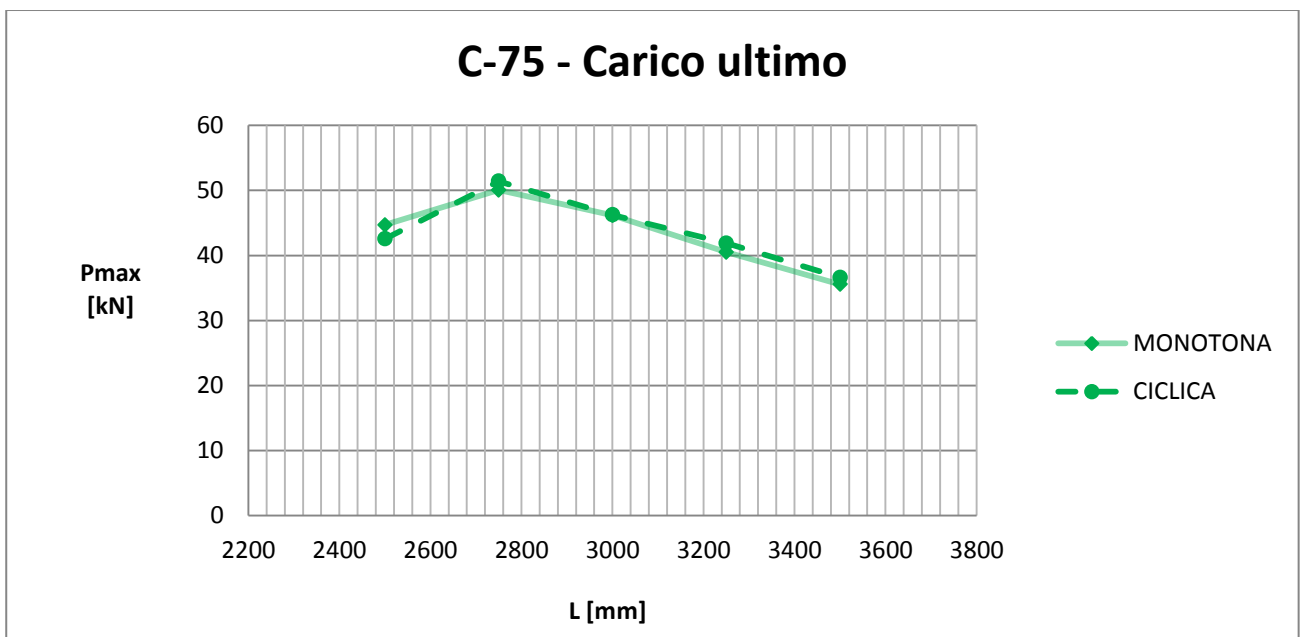


Figura 5.6.9 Grafico Carico ultimo-lunghezza relativo alle prove monotone e cicliche – ditta C – lamiera 75

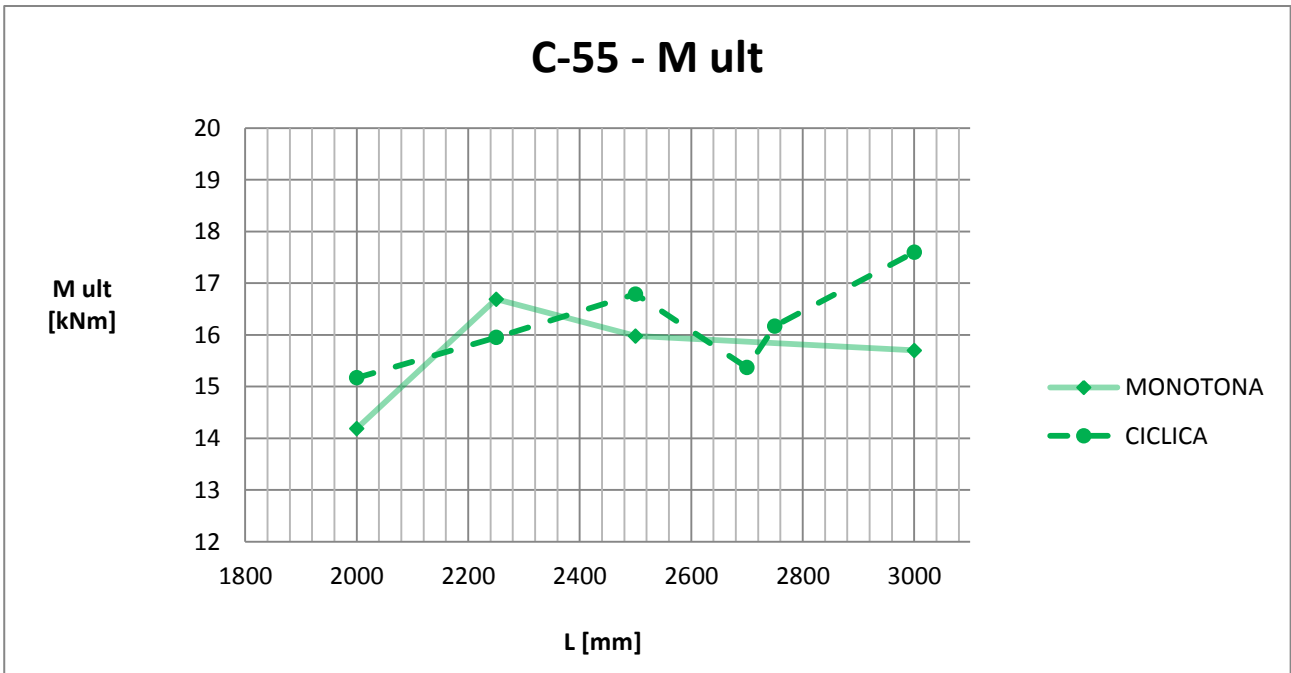


Figura 5.6.10 Grafico Momento ultimo-lunghezza relativo alle prove monotone e cicliche – ditta C – lamiera 55

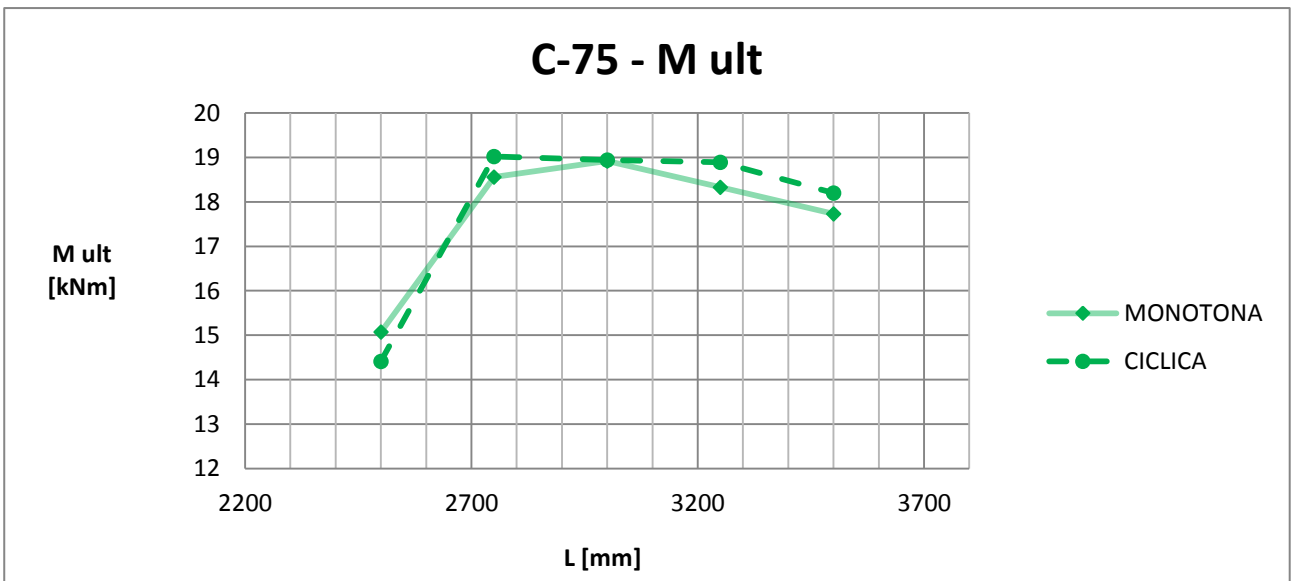


Figura 5.6.11 Grafico Momento ultimo-lunghezza relativo alle prove monotone e cicliche – ditta C – lamiera 75

5.7 Primo confronto ed analisi dei dati ottenuti

In questo primo paragrafo di confronto dei dati vengono innanzitutto mostrati i risultati delle prove, divisi secondo altezza della lamiera, prova monotona o ciclica, e di seguito vengono fatte le prime considerazioni su quali sono i parametri che più influenzano la resistenza di questo tipo di solette.

5.7.1 Solette con lamiera 55

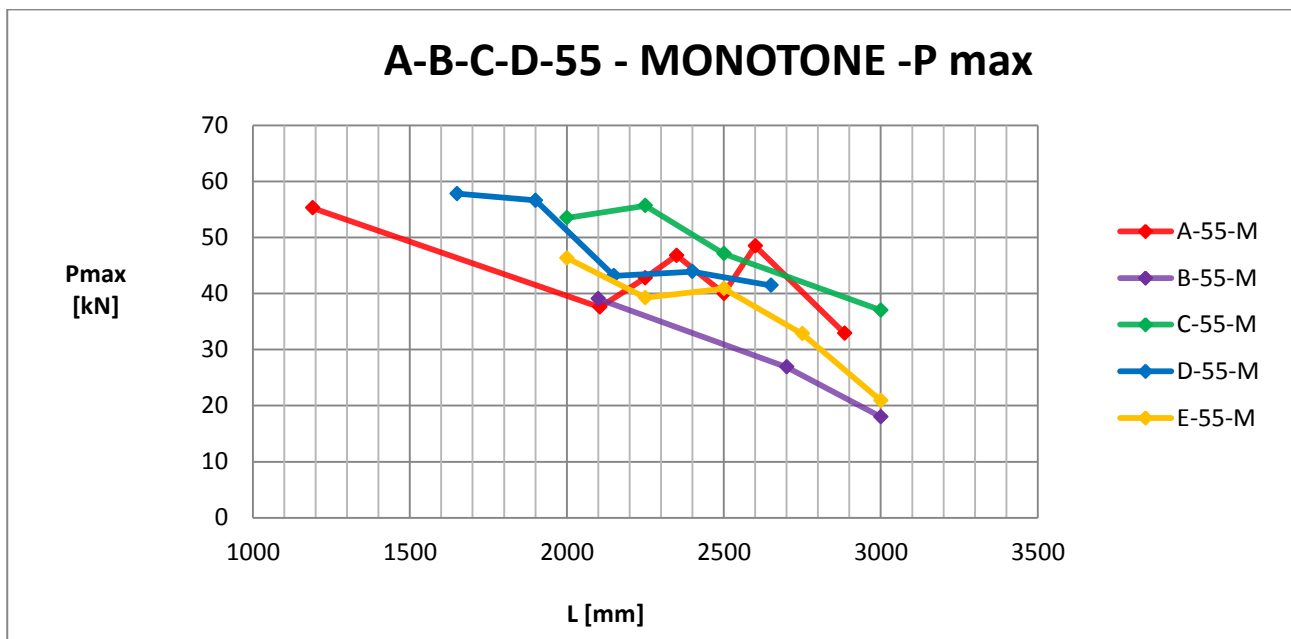


Figura 5.7.1 Grafico Carico ultimo - lunghezza della soletta: confronto tra le 5 ditte costruttrici – 55 - prove monotone

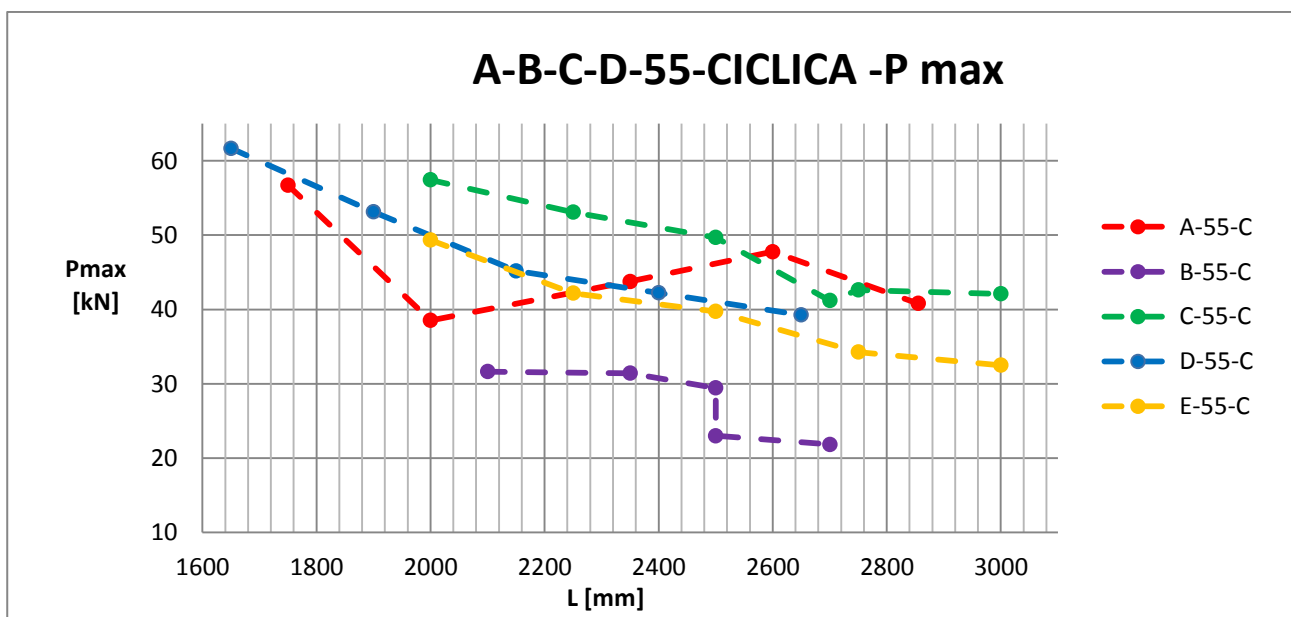


Figura 5.7.2 Grafico Carico ultimo - lunghezza della soletta: confronto tra le 5 ditte costruttrici – 55 - prove cicliche

Per poter fare una prima analisi sui risultati di seguito viene riportata una tabella con inseriti i principali parametri delle prove.

Parametri soletta 55						
	ditta A	ditta B	ditta C	ditta D	ditta E	
A_p	757,75	688,92	768,38	719,87	662,4	mm ²
b	810	680	843	661,8	665,75	mm
h_t	122	125	132	148,6	122,69	mm
h_{lam}	55	55	55	55	55	mm
f_{ck}	25,3	28,19	39,96	17,51	22,51	Mpa
f_{yp}	291,7	346	334	298,55	327,5	Mpa

Tabella 5.7.1 Principali parametri delle lamiere delle 5 ditte – lamiera 55

Da una prima analisi dei risultati delle solette, senza considerare le differenze geometriche tra le stesse, possiamo affermare che le solette che risultano essere più prestazionali sono le solette della ditta C: questo può essere giustificato da tre parametri principali: infatti, come si può vedere dalla tabella sopra riportata, le solette della ditta C presentano una larghezza maggiore rispetto alle altre solette sommate ad una elevata resistenza sia dell' acciaio che del calcestruzzo.

Le solette della ditta D, che risultano essere le seconde migliori, evidenziano invece una altezza totale della soletta molto maggiore alle altre.

Le solette della ditta E, hanno una resistenza simile a quella delle solette D: infatti, i parametri che differiscono queste due solette sono principalmente l' area della lamiera e la resistenza dell' acciaio. Il loro comportamento simile però è dato dal fatto che una ha un' area della lamiera maggiore e resistenza del materiale minore e viceversa: moltiplicando però questi due parametri (Area della lamiera per resistenza dell' acciaio) otteniamo due valori simili, e ciò, in questa prima analisi , può spiegare la vicinanza prestazionale delle due solette.

Le solette con resistenza minore, invece, come si può vedere dai grafici sono le solette della B e della ditta A. Per quanto riguarda quelle della ditta B le solette presentano sia una buona resistenza sia dell' acciaio che del calcestruzzo, ma hanno larghezza minore e area della lamiera abbastanza piccola . Invece le solette della ditta A hanno una larghezza nella media, mentre hanno il minor valore di resistenza dell' acciaio. Queste ultime solette, però, andando verso lunghezze di solette maggiori, migliorano la resistenza, andando anche a superare, per lunghezze comprese tra i 2500 mm e i 2800 mm, la resistenza delle solette della ditta C: questo può essere dato dall' area della lamiera e dalla larghezza della soletta.

Di seguito vengono anche riportati i grafici del momento ultimo delle solette in funzione della lunghezza delle stesse, di tutte e cinque le ditte costruttrici.

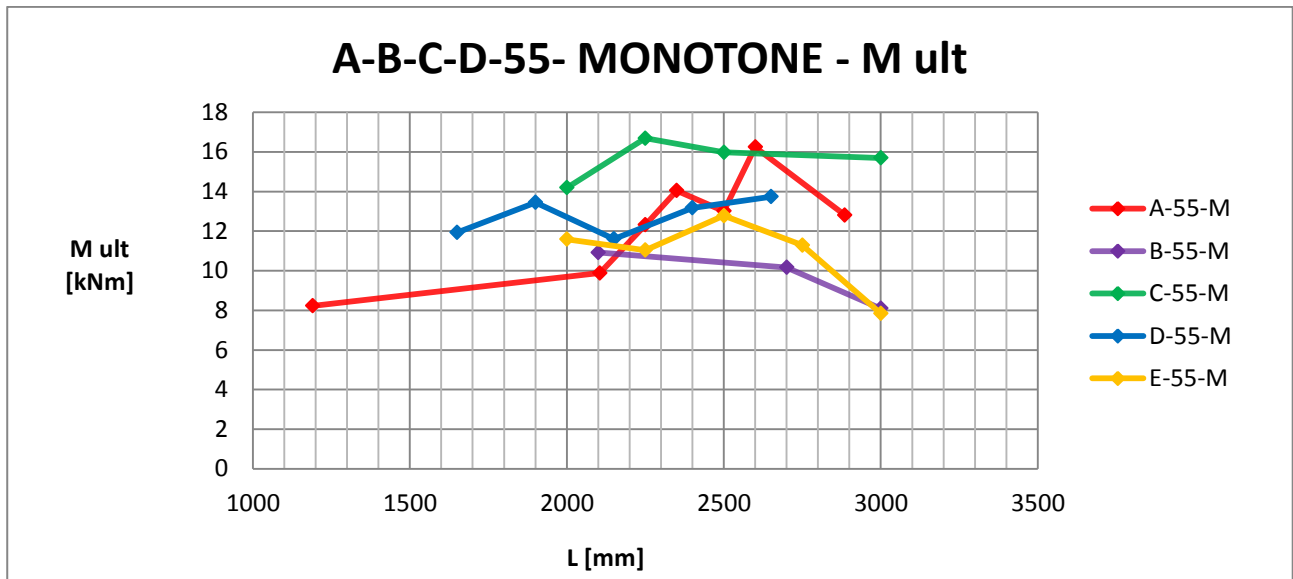


Figura 5.7.3 Grafico Momento ultimo - lunghezza della soletta: confronto tra le 5 ditte costruttrici – 55 - prove monotone

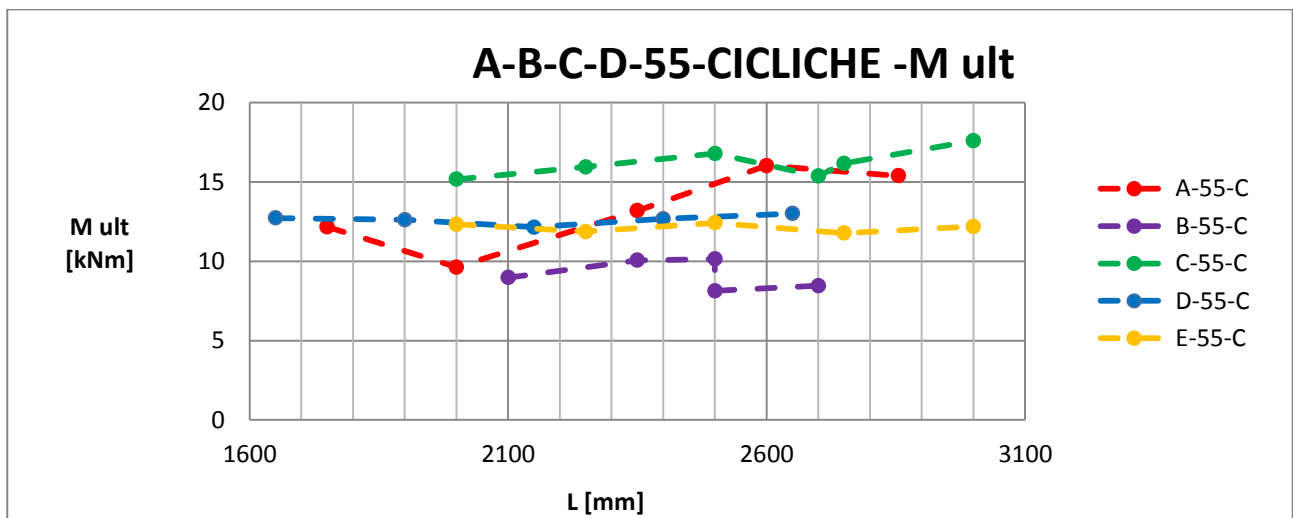


Figura 5.7.4 Grafico Momento ultimo - lunghezza della soletta: confronto tra le 5 ditte costruttrici – 55 - prove cicliche

5.7.2 Solette con lamiera 75

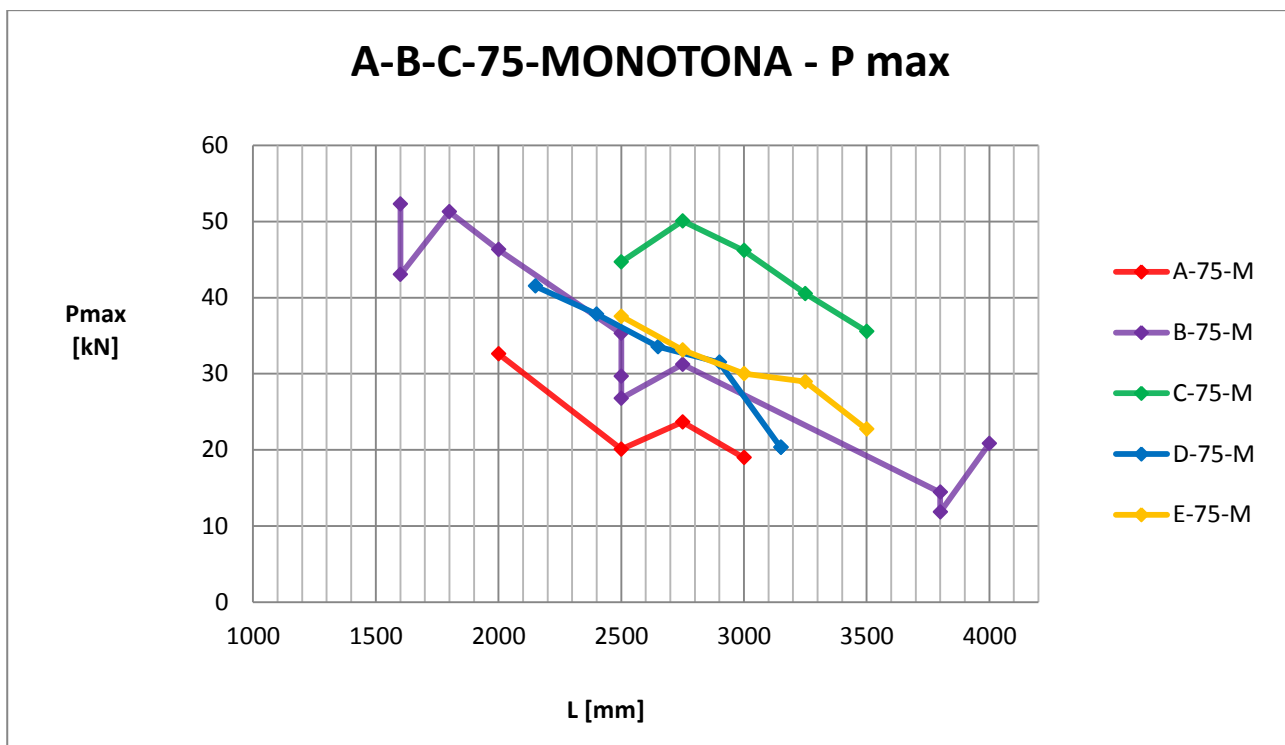


Figura 5.7.5 Grafico Carico ultimo - lunghezza della soletta: confronto tra le 5 ditte costruttrici – 75 - prove monotone

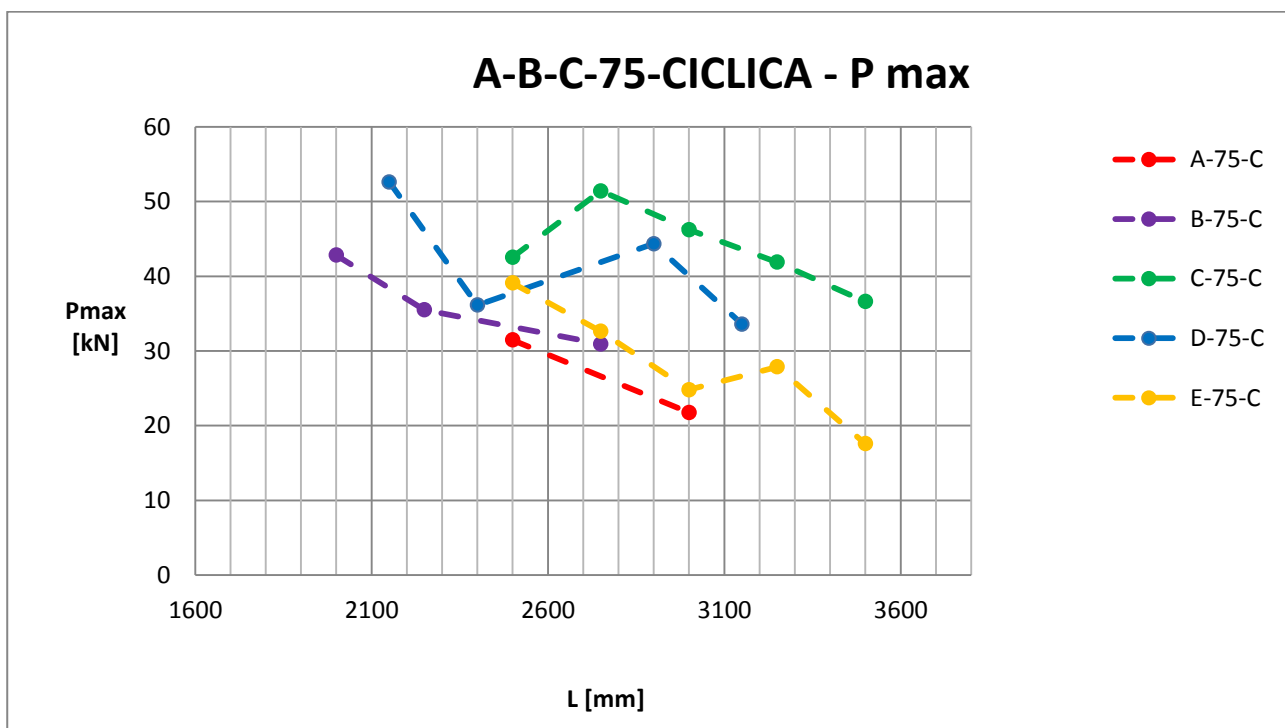


Figura 5.7.6 Grafico Carico ultimo - lunghezza della soletta: confronto tra le 5 ditte costruttrici – 75 - prove cicliche

Per poter fare una prima analisi sui risultati di seguito viene riportata una tabella con inseriti i principali parametri delle prove.

	ditta A	ditta B	ditta C	ditta D	ditta E	
A_p	504,801	892	839,96	719,87	662,4	mm ²
b	620	850	768	798,9	635,8	mm
h_t	140	130	150	150,2	143,55	mm
h_{lam}	75	75	75	75	75	mm
f_{ck}	14,93	21,613	39,96	17,51	17,51	Mpa
f_{yp}	380	412,32	351,5	317,55	309	Mpa

Tabella 5.7.2 Principali parametri delle lamiere delle 5 ditte – lamiera 75

Anche per il caso delle solette con lamiera di altezza 75 mm possiamo fare una prima analisi dei risultati ottenuti, senza considerare le differenze geometriche delle varie solette. Come per il caso delle 55 le solette che risultano essere più prestazionali sono le solette della ditta C: i parametri che più caratterizzano questo tipo di strutture sono l' altezza totale della soletta , l' area della lamiera e la resistenza del calcestruzzo, mentre resistenza dell' acciaio e larghezza totale della soletta risultano essere nella media. Per quanto riguarda invece le solette delle ditte B, D ed E, se si osserva il grafico delle prove monotone non si nota una grande differenza. Differenza che si nota invece dal grafico delle prove cicliche. Osservando infatti questo grafico la seconda soletta migliore risulta essere la soletta della ditta D, caratterizzate principalmente da una altezza totale della soletta superiore alle altre.

Infine le solette che risultano avere una resistenza minore sono caratterizzate dai seguenti parametri: per quanto riguarda la ditta A un' area della lamiera molto inferiore rispetto alle altre e una larghezza totale della soletta molto bassa. Per le ditte B invece un' altezza totale della soletta minore rispetto alle altre. Per le solette della ditta E invece un modulo di resistenza dell' acciaio e la larghezza totale della soletta inferiori alla media

In questa prima analisi quindi risultano fondamentali, per una buona resistenza della soletta, la larghezza e altezza totali della soletta e le resistenze dei due materiali principali. Di seguito approfondiremo questo discorso con l' utilizzo dei due metodi di analisi dei risultati delle solette: il lavoro confermerà l' importanza della larghezza della soletta, in verità determinata dal numero di onde di lamiera grecata presenti nella soletta , l' altezza totale della soletta e della resistenza della resistenza dell' acciaio. Invece risulterà essere molto poco influente la resistenza del calcestruzzo.

Di seguito vengono anche riportati i grafici del momento ultimo delle solette in funzione della lunghezza delle stesse, di tutte e cinque le ditte costruttrici.

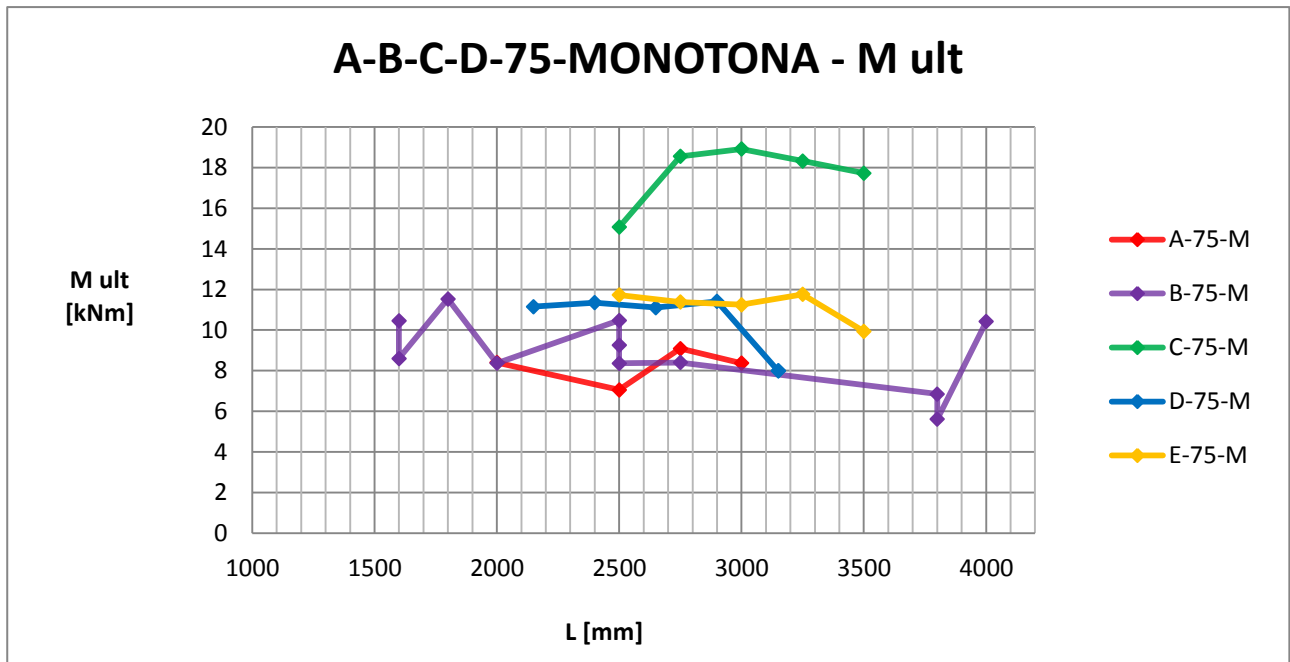


Figura 5.7.7 Grafico Momento ultimo - lunghezza della soletta: confronto tra le 5 ditte costruttrici – 75 - prove monotone

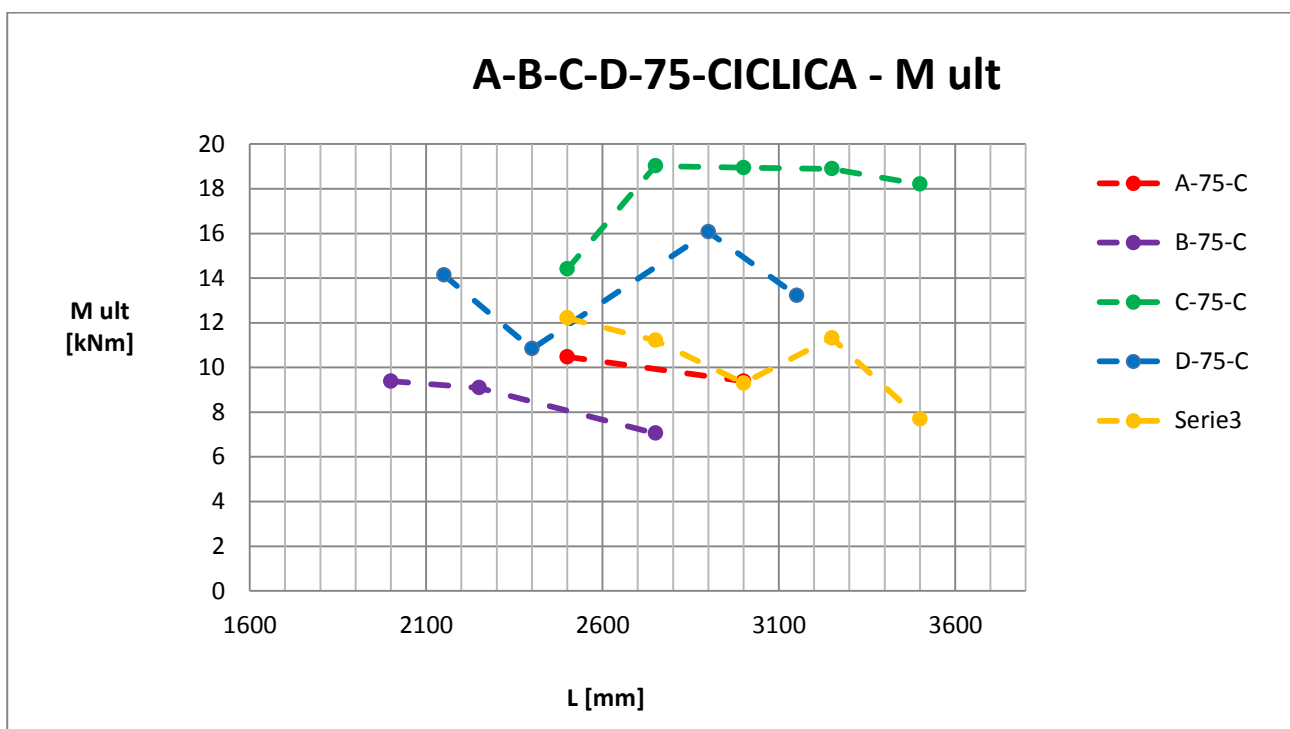


Figura 5.7.8 Grafico Momento ultimo - lunghezza della soletta: confronto tra le 5 ditte costruttrici – 75 - prove cicliche

Capitolo 6: ANALISI NORMATIVA DEI RISULTATI SPERIMENTALI

6.1 Generalità

In questo capitolo analizzo i dati derivanti dalla sperimentazione in accordo con le seguenti normative:

- CNR 10016/2000 – Strutture composte di acciaio e calcestruzzo – Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni
- Eurocodice ENV 1994-1-1 precedente all'ultima versione dell'UNI ENV 1994-1-1 del gennaio 2004
- UNI ENV 1994-1-1 del gennaio 2004

In particolare la norma CNR 10016 consente l'applicazione del solo metodo della *Parziale interazione* per il calcolo e il dimensionamento delle solette. L'Eurocodice ENV 1994-1-1 consente l'applicazione dei due metodi di dimensionamento distinti, ossia il metodo $m - k$, che per primo venne recepito da una normativa nazionale (l'ACI Building Code), e il metodo della *Parziale interazione* in modo praticamente identico a quanto previsto dalla norma CNR 10016. Solamente l'ultima versione dell'UNI ENV 1994-1-1 del gennaio 2004 prevede una possibile correzione del metodo della *Parziale interazione* per tenere conto della resistenza al taglio longitudinale addizionale dovuta alle reazioni vincolari.

6.2 Interpretazione dei dati sperimentali e confronto fra i risultati ottenuti

6.2.1 Elaborazioni dei risultati delle solette delle ditte A, B, C, D, E con il metodo dell'interazione parziale

Di seguito, in questo paragrafo vengono illustrati i domini resistenti trovati tramite il metodo dell'interazione parziale. Il dominio resistente trovato con tale metodo non dipende dalla lunghezza della trave. Una volta trovato il dominio resistente, entrando nel grafico con il valore di momento ultimo raggiunto dalla soletta si può determinare il grado di interazione η della specifica soletta. Una volta ricavato questo valore è quindi possibile calcolare la $\tau_{u,Rd}$ definita come resistenza a taglio longitudinale di progetto della specifica lamiera.

Solette 55

ditta A					
A_p	757,75	mm ²	f_{ck}	25,3	Mpa
b	810	mm	f_{yp}	291,7	Mpa
h_t	122	mm	γ_p	1	
h_{lam}	55	mm	$R_{c,Rd}$	1167,076	kN
h_c	67	mm	$R_{p,Rd}$	221,0357	kN
d_p	99,89	mm			
e	22,11	mm	asse neutro:		
e_p	21,8	mm	sopra la lamiera		
γ_c	1				
γ_{m0}	1,05		X_{Rd}	12,69	mm
W_{el} 1 onda	3135	mm ³ /onda	$M_{rd,c}$	20,67686	kNm
N° onde	5		$M_{rd,p}$	4,354664	kNm
W_{el}	15675	mm ³	F_{cf}	221,0357	kN

Tabella 6.2.1 Parametri caratteristici e principali risultati dei calcoli per la determinazione del dominio resistente della soletta – ditta A – lamiera 55

Per dare un esempio del calcolo effettuato per la determinazione del dominio di resistenza della soletta con il metodo dell'interazione parziale, viene riportata di seguito il foglio di calcolo excel usato per la determinazione dei parametri.

Per prima cosa bisogna calcolare la resistenza a trazione dell'acciaio e la resistenza a compressione del calcestruzzo; dal loro confronto si capirà se l'asse neutro attraversa o no la lamiera grecata, ed in particolare se la resistenza del cls è maggiore della resistenza a trazione dell'acciaio l'asse neutro passerà sopra la lamiera grecata, altrimenti risulterà interno alla lamiera.

Resistenza a trazione dell' acciaio:

$$R_{p,Rd} = \frac{A_p \cdot f_{yp}}{\gamma_p} = \frac{757,75 \cdot 291,7}{1} = 221,035 \text{ kN}$$

Resistenza a compressione del calcestruzzo:

$$R_{c,Rd} = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b \cdot h_c = \frac{0,85 \cdot 25,3}{1} \cdot 810 \cdot 67 = 1167,076 \text{ kN}$$

Dal confronto delle resistenze dei due materiali risulta quindi che

$$R_{c,Rd} > R_{p,Rd}$$

e di conseguenza l' asse neutro passa sopra la lamiera grecata. Quindi è possibile calcolare l' asse neutro nel caso di totale interazione tra i due materiali:

$$x_{Rd} = \frac{R_{p,Rd}}{\frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b} = \frac{221035}{\frac{0,85 \cdot 25,3}{1} \cdot 810} = 12,69 \text{ mm (dal lembo superiore)}$$

Trovato l' asse neutro è possibile calcolare la forza trasmissibile dalla lamiera in condizione di completa interazione:

$$F_{cf} = b \cdot x_{Rd} \cdot \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 221,0357 \text{ kN}$$

Trovato l' asse neutro in situazione di $\eta=1$, e la relativa forza trasmissibile dalla lamiera in condizione di interazione completa al fine di trovare il dominio resistente, si procederà per punti fissando arbitrariamente il valore dell' asse neutro , da un massimo pari al valore di asse neutro in condizione di totale interazione a un minimo di $x = 0$. Quindi, per ogni valore scelto di asse neutro si calcolerà la forza di compressione nella soletta:

Forza di compressione nella soletta:

$$F_c = \left(\frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b \right) \cdot x$$

Per ogni posizione dell' asse neutro è quindi possibile calcolare il grado di interazione η definito come:

$$\eta = \frac{F_c}{F_{cf}}$$

In base al grado di interazione si determina il braccio della coppia interna e il momento plastico ridotto della lamiera, rispettivamente dati da:

Braccio della coppia interna:

$$z = h_t - \frac{x}{2} - \frac{h_{lam}}{2}$$

Momento plastico ridotto della lamiera:

$$M_{pl,p,rid} = k \cdot M_{pl,p}(1 - \eta)$$

K è un coefficiente che dipende dal grado di interazione:

- se $\eta < 0,2$, $k=1$
- se $\eta > 0,2$, $k=1,25$

Mentre $M_{pl,p}$ è definito come massimo momento plastico della lamiera, ottenuto dalla formula:

$$M_{pl,p} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yp}}{\gamma_{mo}} = \frac{15675 \cdot 291,7}{1,05} = 4,35 \text{ kNm}$$

Quindi è possibile calcolare il momento resistente totale come somma dei contributi di calcestruzzo e della lamiera grecata:

$$M_{pl,tot} = F_c \cdot z + M_{pl,p,rid}$$

Di seguito viene riportata la tabella con tutti i calcoli effettuati per il calcolo del dolminio resistente con il metodo dell' interazione parziale. Come si può notare dalla tabella quando l' asse neutro è pari a zero, l' intero momento resistente della soletta è dato dal contributo della lamiera grecata.

x	Fc	η	z	k	Mpl,r	Nc*z	tot
12,68930711	221,0357	1	93,545	1,25	0,000000	20,67686	20,6769
12	209,0286	0,9457	93,907	1,25	0,295692	19,62922	19,9249
11	191,6096	0,8669	94,431	1,25	0,724662	18,09393	18,8186
10	174,1905	0,7881	94,956	1,25	1,153632	16,54038	17,694
9	156,7715	0,7093	95,48	1,25	1,582602	14,96856	16,5512
8	139,3524	0,6305	96,005	1,25	2,011571	13,37847	15,39
7	121,9334	0,5516	96,529	1,25	2,440541	11,7701	14,2106
6	104,5143	0,4728	97,053	1,25	2,869511	10,14347	13,013
7	121,9334	0,5516	96,529	1,25	2,440541	11,7701	14,2106
5	87,09525	0,394	97,578	1,25	3,298481	8,498567	11,797
4	69,6762	0,3152	98,102	1,25	3,727451	6,835394	10,5628
3	52,25715	0,2364	98,627	1,25	4,156421	5,153951	9,31037
2,5	43,54763	0,197	98,889	1	3,496725	4,306378	7,8031
2	34,8381	0,1576	99,151	1	3,668313	3,454237	7,12255
1	17,41905	0,0788	99,676	1	4,011488	1,736254	5,74774
0	0	0	100,2	1	4,354664	0	4,35466
mm	kN		mm		kNm	kNm	kNm

Tabella 6.2.2 Foglio di calcolo per la determinazione del dominio resistente con metodo dell' interazione parziale – ditta A – lamiera 55

Nel grafico a seguire si può notare l' andamento del momento resistente in funzione del grado di interazione.

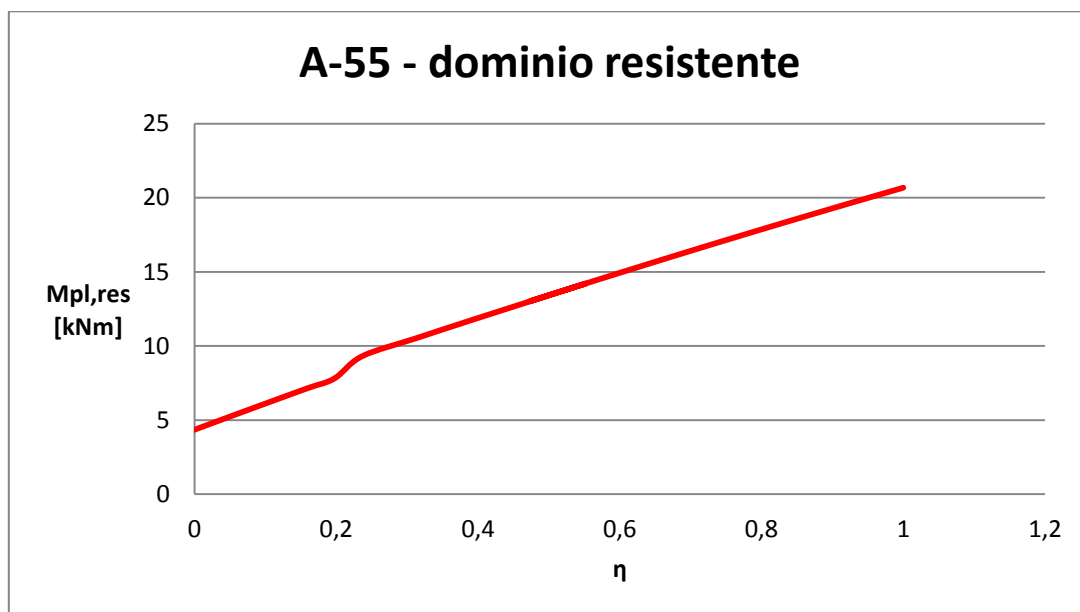


Figura 6.2.1 Dominio resistente con metodo dell' interazione parziale – ditta A – lamiera 55

A questo punto è possibile calcolare il valore del taglio longitudinale resistente per ogni tipo di soletta. Per la determinazione di tale valore, al fine di ottenere un valore il più possibile preciso, si è ricorso all' uso di una formula inversa.

ditta A				
designazione soletta	L [mm]	Ls [mm]	η	τ_u [N/mm ²]
prove monotone				
A-55-2250-M	2250	562,5	0,41	0,189
A-55-2350-M	2350	587,5	0,51	0,228
A-55-2500-M	2500	625	0,45	0,188
A-55-2600-M	2600	650	0,65	0,263
A-55-2885-M	2885	721,25	0,42	0,156
prove cicliche				
A-55-1750-C	1750	437,5	0,4	0,238
A-55-2350-C	2350	587,5	0,46	0,205
A-55-2600-C	2600	650	0,64	0,257
A-55-2855-C	2855	713,75	0,6	0,22

Tabelle 6.2.3 Grado di interazione e valore del taglio longitudinale di progetto – ditta A – lamiera 55

Una volta determinati i valori del taglio longitudinale, viene proposto un grafico nel quale si riportano in ascissa i valori della lunghezza di taglio e in ordinata i valori del taglio ottenuti in precedenza. Inoltre attraverso il metodo della regressione lineare viene fatto una interpolazione lineare dei valori ottenuti al fine di determinare l'andamento medio del taglio longitudinale. Sul grafico inoltre viene riportato il valore R^2 , definito come errore della regressione lineare: per valori vicino a 1 l'errore è minimo, mentre aumenta andando verso lo 0. La formula usata per il calcolo del taglio longitudinale è:

$$\tau_{u,Rd} = \frac{\eta \cdot F_{cf}}{b \cdot L_s}$$

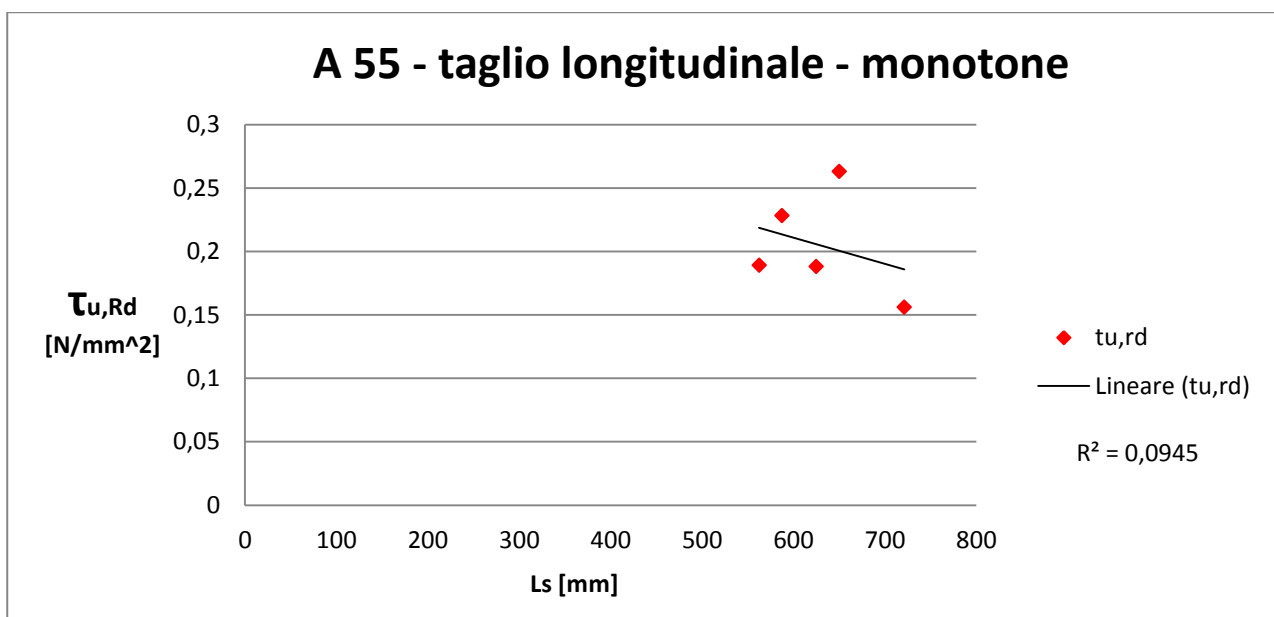


Figura 6.2.2 Grafico taglio longitudinale lunghezza di taglio – ditta A – lamiera 55 – prove monotone

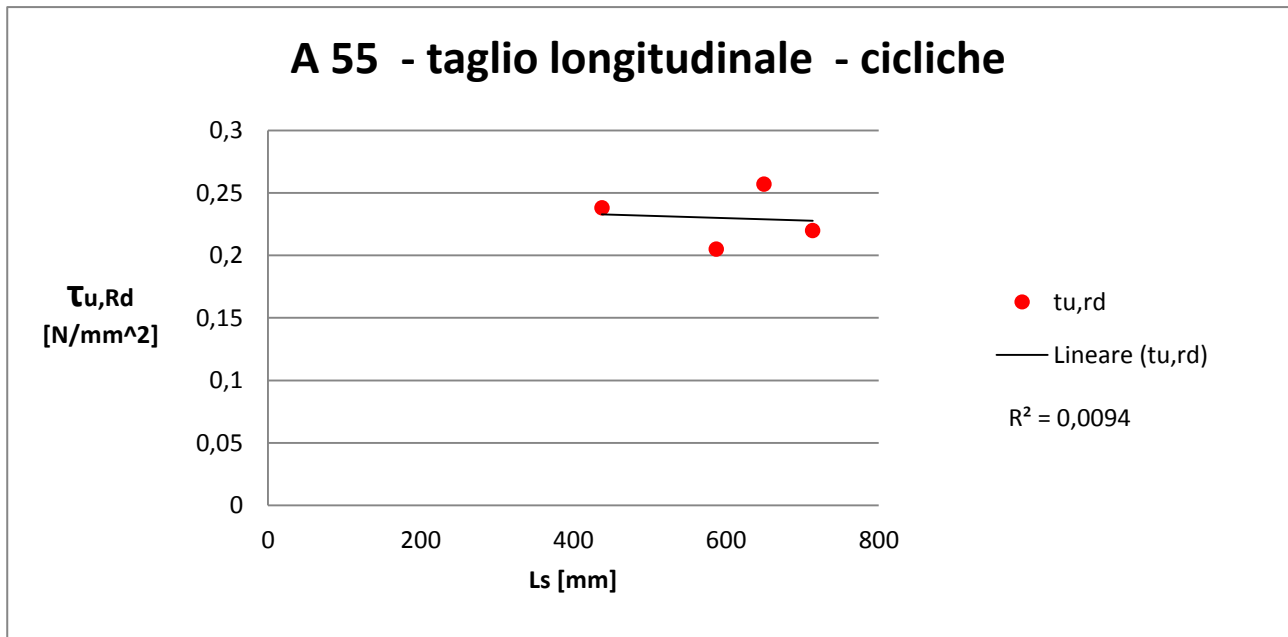


Figura 6.2.3 Grafico taglio longitudinale lunghezza di taglio – ditta A – lamiera 55 – prove cicliche

Per le altre quattro ditte costruttrici vengono riportate soltanto le tabelle con i valori caratteristici per il calcolo del dominio e con i valori di taglio longitudinale resistente, e i grafici del dominio resistente e della regressione lineare applicata sui valori del taglio resistente.

ditta B					
Ap	688,92	mm ²	f _{ck}	28,19	Mpa
b	680	mm	f _{yp}	346	Mpa
ht	125	mm	γ _p	1	
hlam	55	mm	R _{c,Rd}	1140,567	kN
hc	70	mm	R _{p,Rd}	238,366	kN
dp	103,49	mm			
e	23,67	mm	asse neutro:		
ep	21,51	mm	sopra la lamiera		
γ _c	1				
γ _{m0}	1,05		X _{Rd}	14,63	mm
Wel 1 onda	3127,9	mm ³ /onda	M _{rd,c}	22,92497	kNm
N° onde	4		M _{rd,p}	4,12287	kNm
Wel	12511,6	mm ³	F _{cf}	238,3663	kN

Tabella 6.2.4 Parametri caratteristici e principali risultati dei calcoli per la determinazione del dominio resistente della soletta – ditta B – lamiera 55

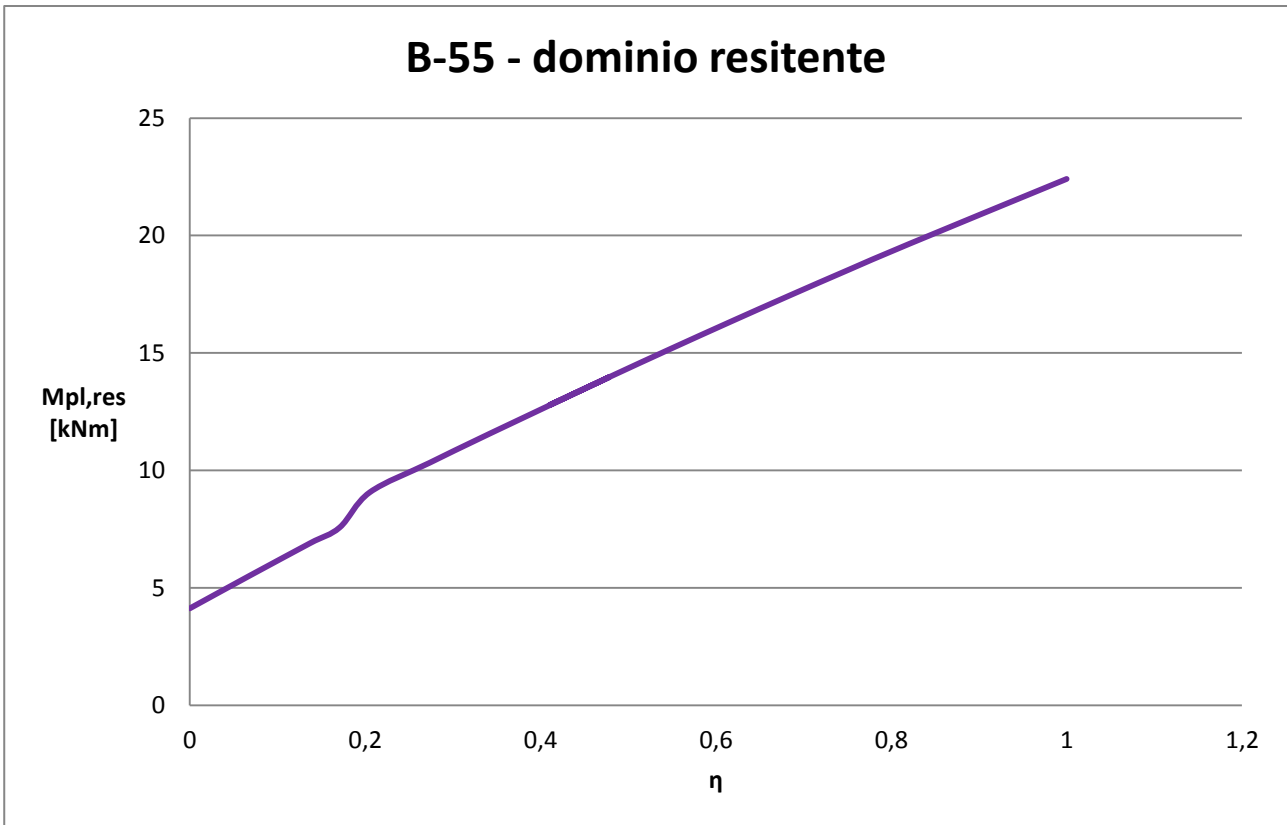


Figura 6.2.4 Dominio resistente con metodo dell' interazione parziale – ditta B – lamiera 55

ditta B				
designazione soletta	L [mm]	Ls [mm]	η	τ_u [N/mm ²]
prove monotone				
B-55-2100-M	2100	525	0,38	0,239
B-55-2700-M	2700	675	0,337	0,168
B-55-3000-M	3000	750	0,218	0,098
prove cicliche				
B-55-2100-C	2100	525	0,268	0,168
B-55-2350-C	2350	587,5	0,331	0,187
B-55-2500-C	2500	625	0,336	0,180
B-55-2700-C	2700	675	0,239	0,119

Tabelle 6.2.5 Grado di interazione e valore del taglio longitudinale di progetto – ditta B – lamiera 55

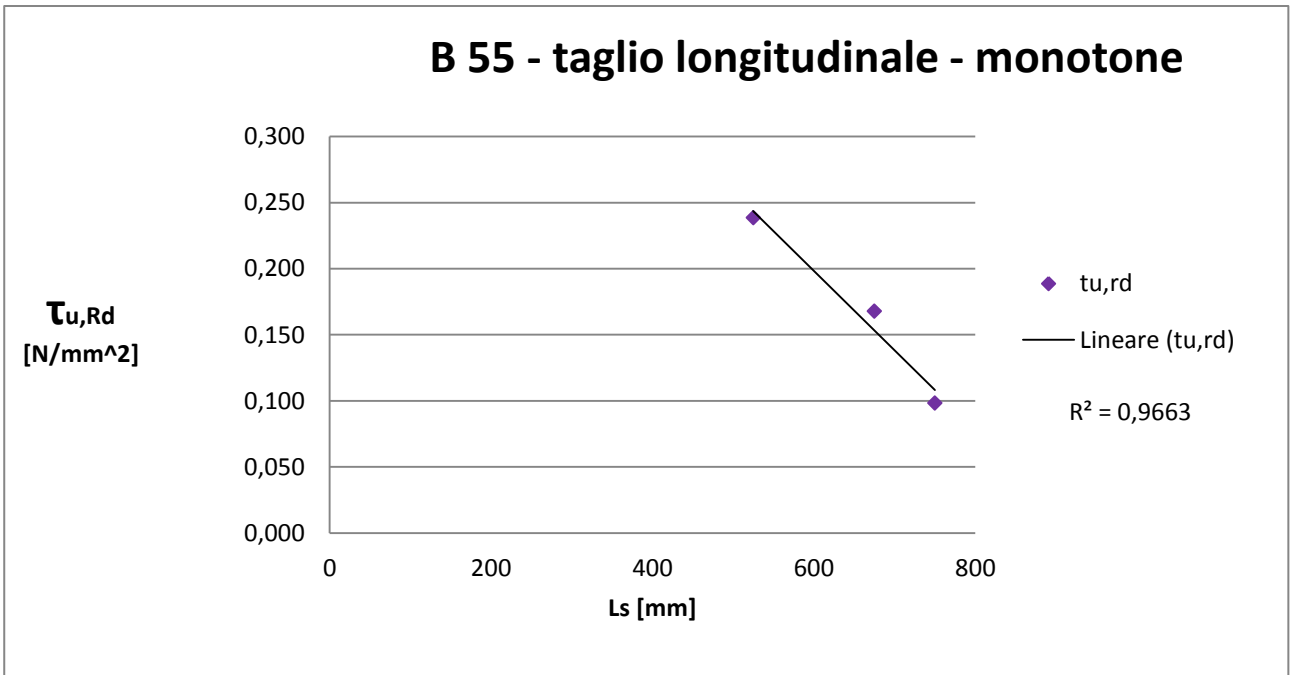


Figura 6.2.5 Grafico taglio longitudinale lunghezza di taglio – ditta B – lamiera 55 – prove monotone

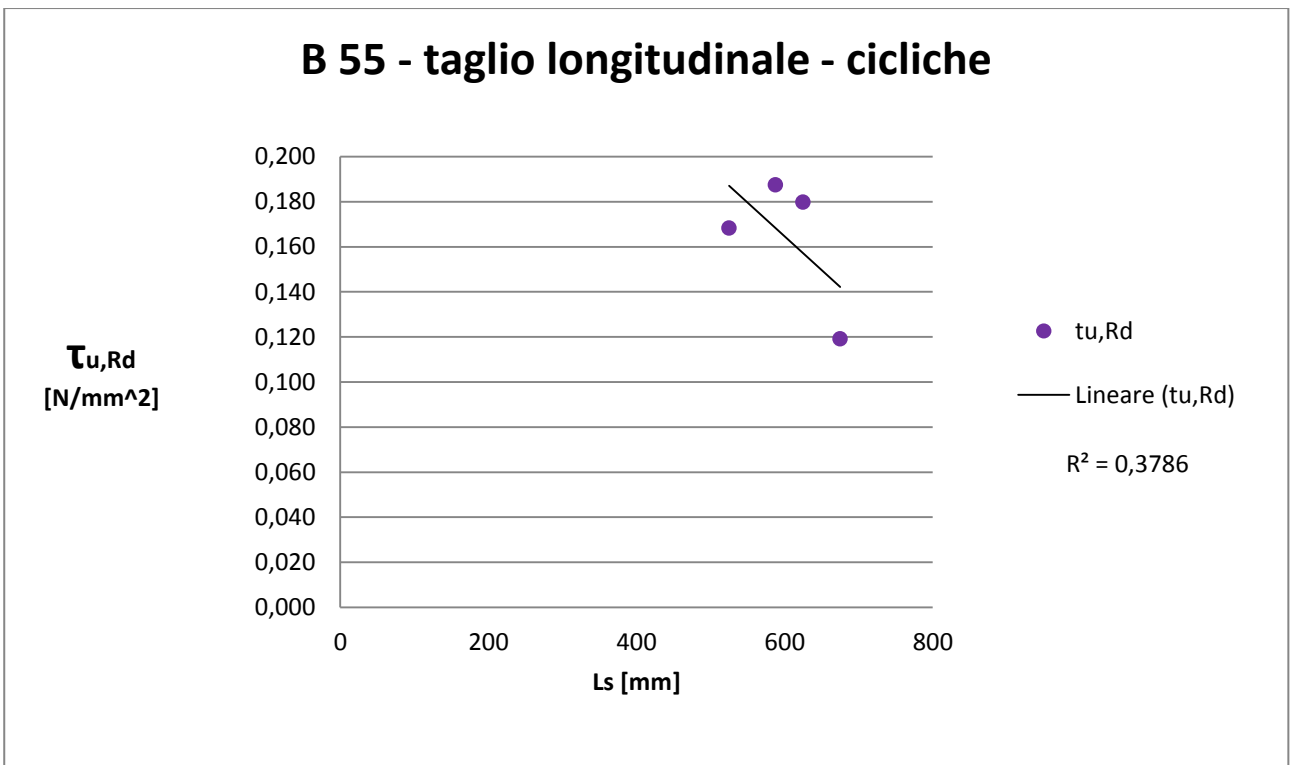


Figura 6.2.6 Grafico taglio longitudinale lunghezza di taglio – ditta B – lamiera 55 – prove cicliche

ditta C					
A_p	768,38	mm ²	f_{ck}	39,96	Mpa
b	843	mm	f_{yp}	334	Mpa
h_t	132	mm	γ_p	1	
h_{lam}	55	mm	$R_{c,Rd}$	2204,767	kN
h_c	77	mm	$R_{p,Rd}$	256,638	kN
d_p	111,52	mm			
e	16,94	mm	asse neutro:		
e_p	20,48	mm	sopra la lamiera		
γ_c	1				
γ_{m0}	1,05		χ_{Rd}	8,96	mm
Wel 1 onda	2809	mm ³ /onda	$M_{rd,c}$	27,470253	kNm
N° onde	5		$M_{rd,p}$	4,4676476	kNm
Wel	14045	mm ³	F_{cf}	256,63892	kN

Tabella 6.2.6 Parametri caratteristici e principali risultati dei calcoli per la determinazione del dominio resistente della soletta – ditta C – lamiera 55

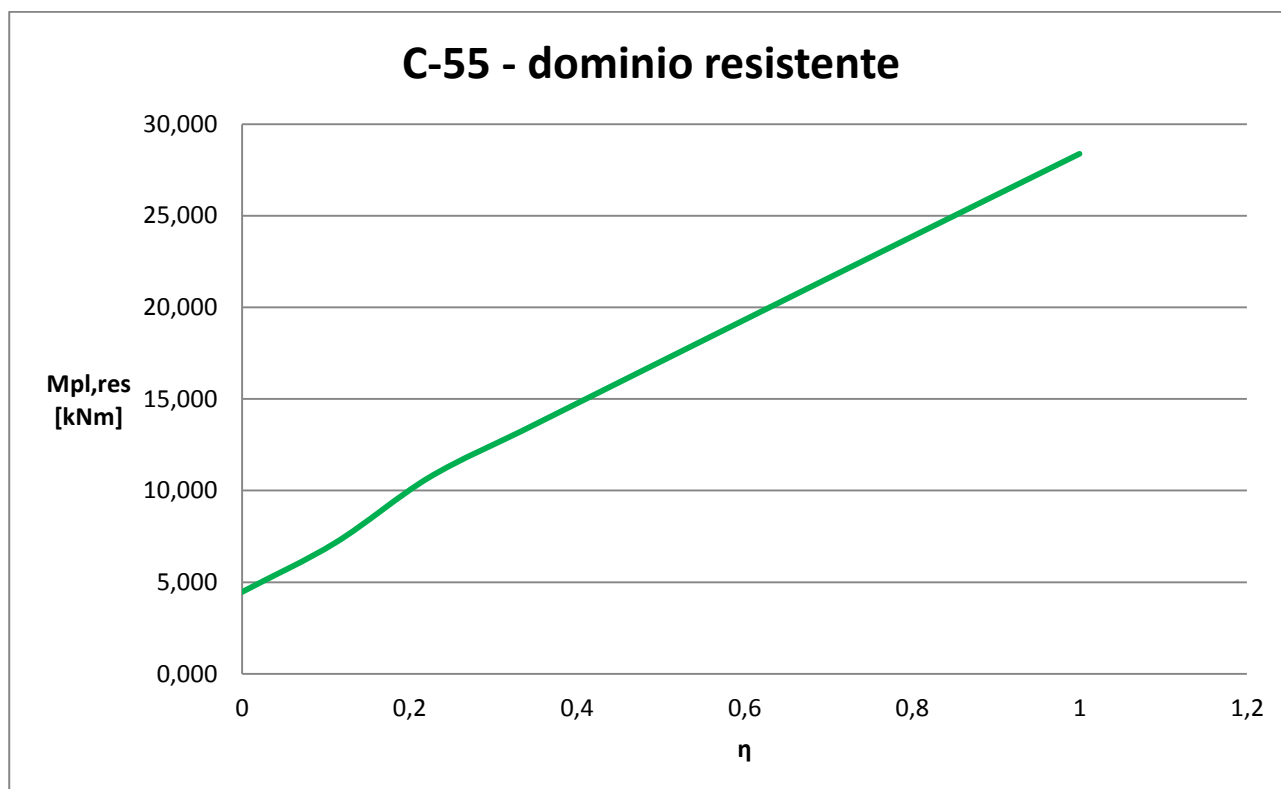


Figura 6.2.7 Dominio resistente con metodo dell' interazione parziale – ditta C – lamiera 55

ditta C				
designazione soletta	L [mm]	Ls [mm]	η	τ_u [N/mm ²]
prove monotone				
C-55-2000-M	2000	500	0,401	0,221888144
C-55-2250-M	2250	562,5	0,506	0,251418273
C-55-2500-M	2500	625	0,477	0,215063654
C-55-3000-M	3000	750	0,465	0,176894928
prove cicliche				
C-55-2000-C	2000	500	0,442	0,244574962
C-55-2250-C	2250	562,5	0,475	0,236015177
C-55-2500-C	2500	625	0,511	0,230393139
C-55-2700-C	2700	675	0,451	0,189317583
C-55-2750-C	2750	687,5	0,485	0,200139186
C-55-3000-C	3000	750	0,545	0,207328464

Tabelle 6.2.7 Grado di interazione e valore del taglio longitudinale di progetto – ditta C – lamiera 55

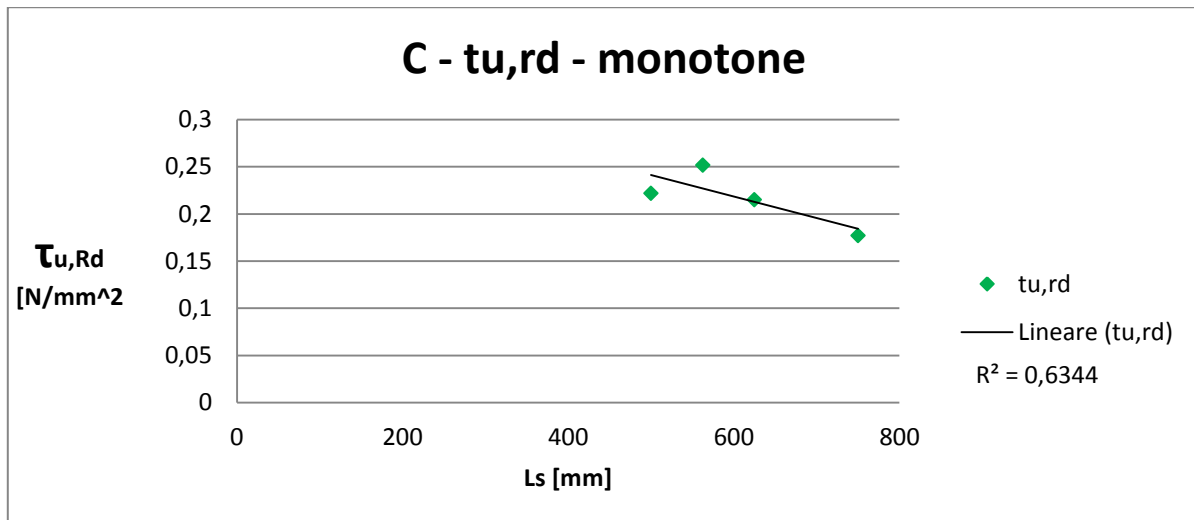


Figura 6.2.8 Grafico taglio longitudinale lunghezza di taglio – ditta C – lamiera 55 – prove monotone

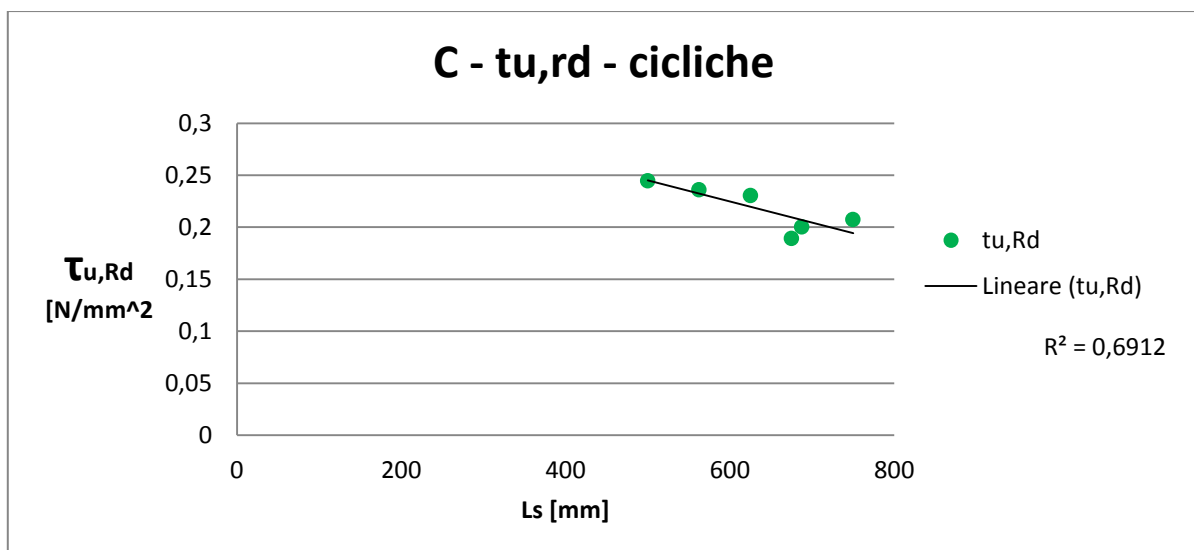


Figura 6.2.9 Grafico taglio longitudinale lunghezza di taglio – ditta C – lamiera 55 – prove cicliche

ditta D					
A_p	719,87	mm ²	f_{ck}	17,51	Mpa
b	661,8	mm	f_{yp}	298,55	Mpa
h_t	148,6	mm	γ_p	1	
h_{lam}	55	mm	$R_{c,Rd}$	921,950	kN
h_c	93,6	mm	$R_{p,Rd}$	214,917	kN
d_p	129,1	mm			
e	24,15	mm	asse neutro:		
e_p	19,5	mm	sopra la lamiera		
γ_c	1				
γ_{m0}	1,05		χ_{Rd}	21,82	mm
W_{el} 1 onda	3413,5	mm ³ /onda	$M_{rd,c}$	25,40115	kNm
N° onde	4		$M_{rd,p}$	3,882287	kNm
W_{el}	13654	mm ³	F_{cf}	214,9172	kN

Tabella 6.2.8 Parametri caratteristici e principali risultati dei calcoli per la determinazione del dominio resistente della soletta – ditta D – lamiera 55

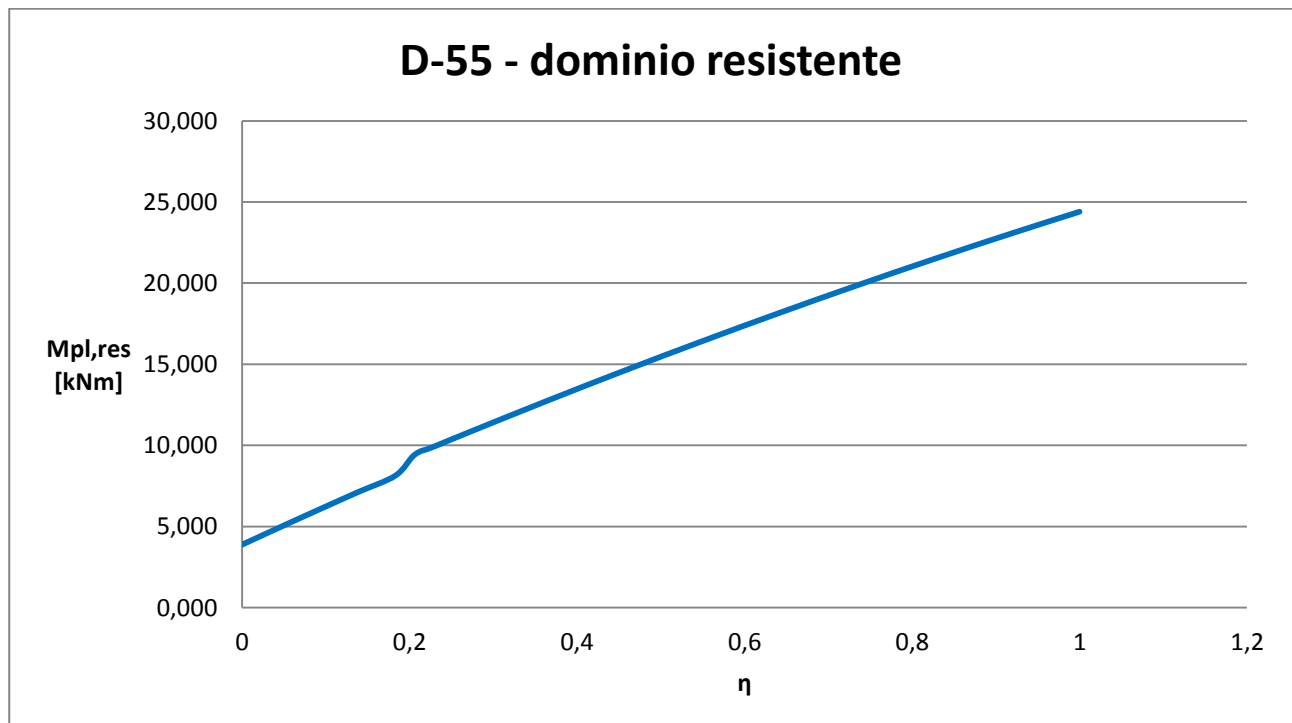


Figura 6.2.10 Dominio resistente con metodo dell' interazione parziale – ditta D – lamiera 55

ditta D				
designazione soletta	L [mm]	Ls [mm]	η	τ_u [N/mm ²]
prove monotone				
D-55-1650 m	1650	412,5	0,344	0,241549712
D-55-1900 m	1900	475	0,43	0,265992242
D-55-2150 m	2150	537,5	0,348	0,192367274
D-55-2400 m	2400	600	0,435	0,217338026
D-55-2650 m	2650	662,5	0,475	0,216505313
prove cicliche				
D-55-1650 c	1650	412,5	0,386	0,271041246
D-55-1900 c	1900	475	0,389	0,240630191
D-55-2150 c	2150	537,5	0,375	0,207292321
D-55-2400 c	2400	600	0,409	0,204347707
D-55-2650 c	2650	662,5	0,437	0,199184888

Tabelle 6.2.9 Grado di interazione e valore del taglio longitudinale di progetto – ditta D – lamiera 55

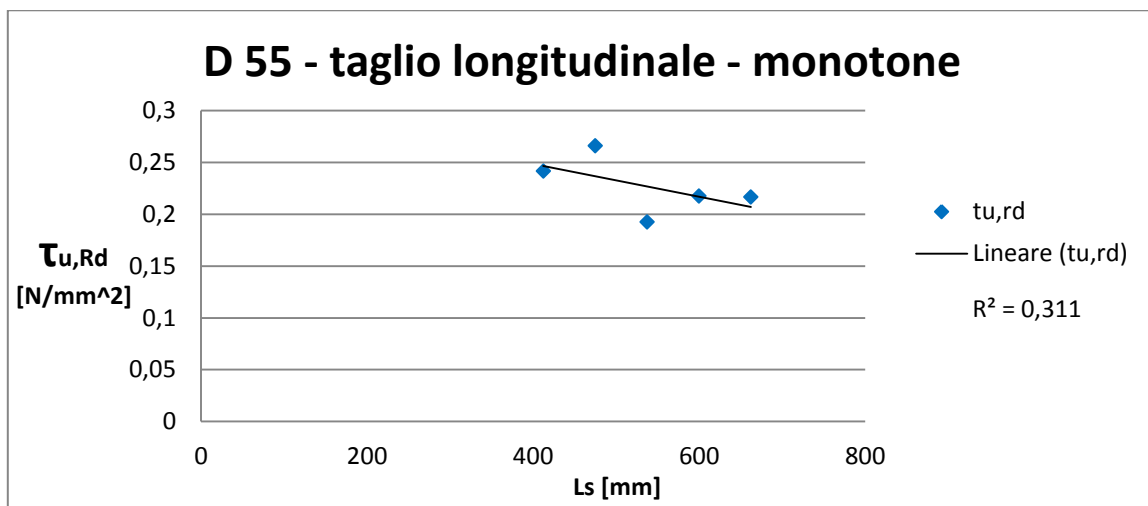


Figura 6.2.11 Grafico taglio longitudinale lunghezza di taglio – ditta D – lamiera 55 – prove monotone

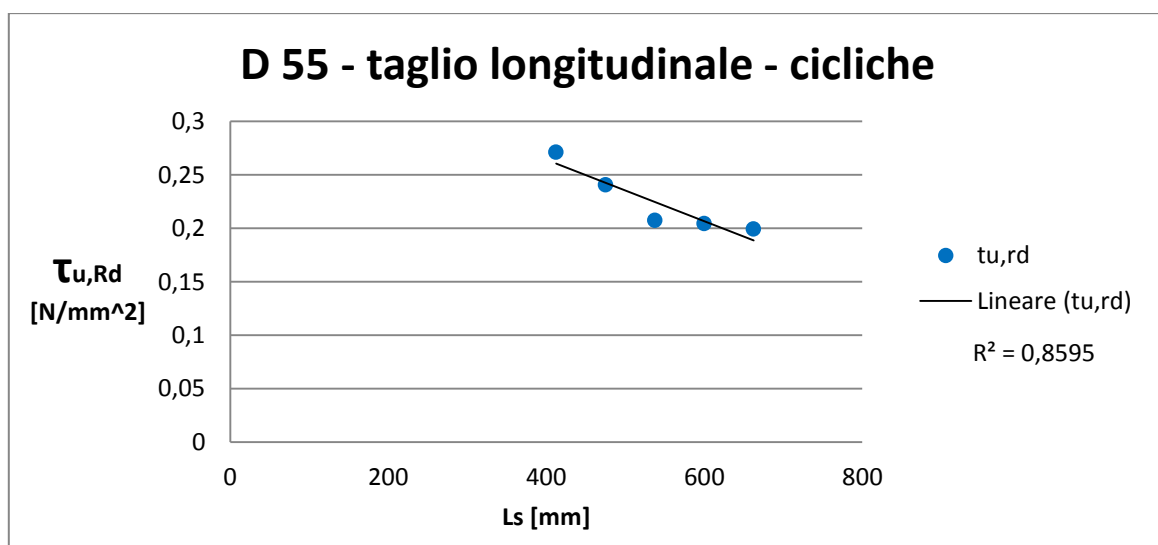


Figura 6.2.12 Grafico taglio longitudinale lunghezza di taglio – ditta D – lamiera 55 – prove cicliche

ditta E					
Ap	654,1	mm ²	f _{ck}	17,51	Mpa
b	665,75	mm	f _{yp}	327,5	Mpa
h _t	122,69	mm	γ _p	1	
h _{lam}	55	mm	R _{c,Rd}	670,719	kN
h _c	67,69	mm	R _{p,Rd}	214,217	kN
dp	95,186	mm			
e	27,85	mm	asse neutro:		
e _p	27,504	mm	sopra la lamiera		
γ _c	1				
γ _{m0}	1,05		X _{Rd}	21,62	mm
W _{el 1 onda}	3377	mm ³ /onda	M _{rd,c}	18,07492	kNm
N° onde	4		M _{rd,p}	4,21321	kNm
W _{el}	13508	mm ³	F _{cf}	214,2178	kN

Tabella 6.2.10 Parametri caratteristici e principali risultati dei calcoli per la determinazione del dominio resistente della soletta – ditta E – lamiera 55

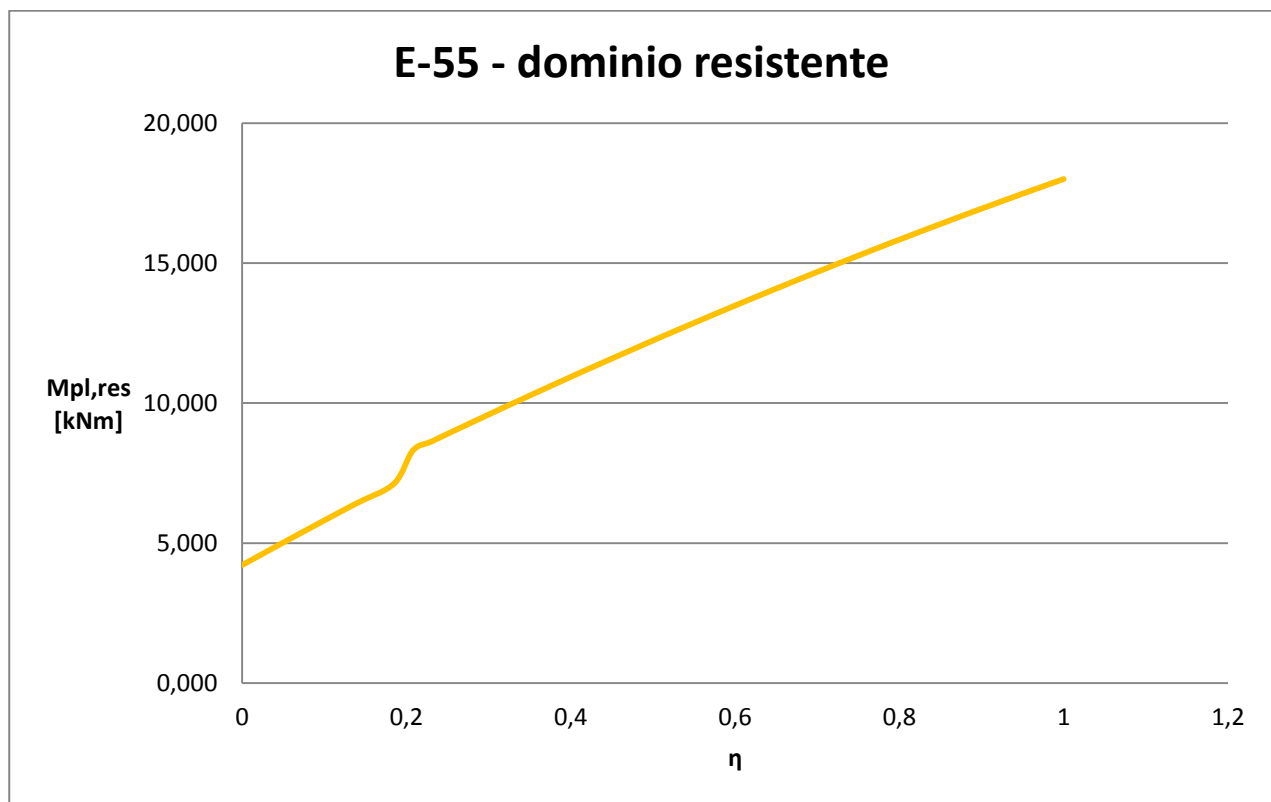


Figura 6.2.13 Dominio resistente con metodo dell' interazione parziale – ditta E – lamiera 55

ditta E				
designazione soletta	L [mm]	Ls [mm]	η	τ_u [N/mm ²]
prove monotone				
E-55-2000-M	2000	500	0,497	0,29
E-55-2250-M	2250	562,5	0,466	0,24
E-55-2500-M	2500	625	0,619	0,3
E-55-2750-M	2750	687,5	0,515	0,22
E-55-3000-M	3000	750	0,271	0,11
prove cicliche				
E-55-2000-C	2000	500	0,556	0,33
E-55-2250-C	2250	562,5	0,531	0,28
E-55-2500-C	2500	625	0,59	0,28
E-55-2750-C	2750	687,5	0,556	0,24
E-55-3000-M	3000	750	0,605	0,24

Tabelle 6.2.11 Grado di interazione e valore del taglio longitudinale di progetto – ditta E – lamiera 55

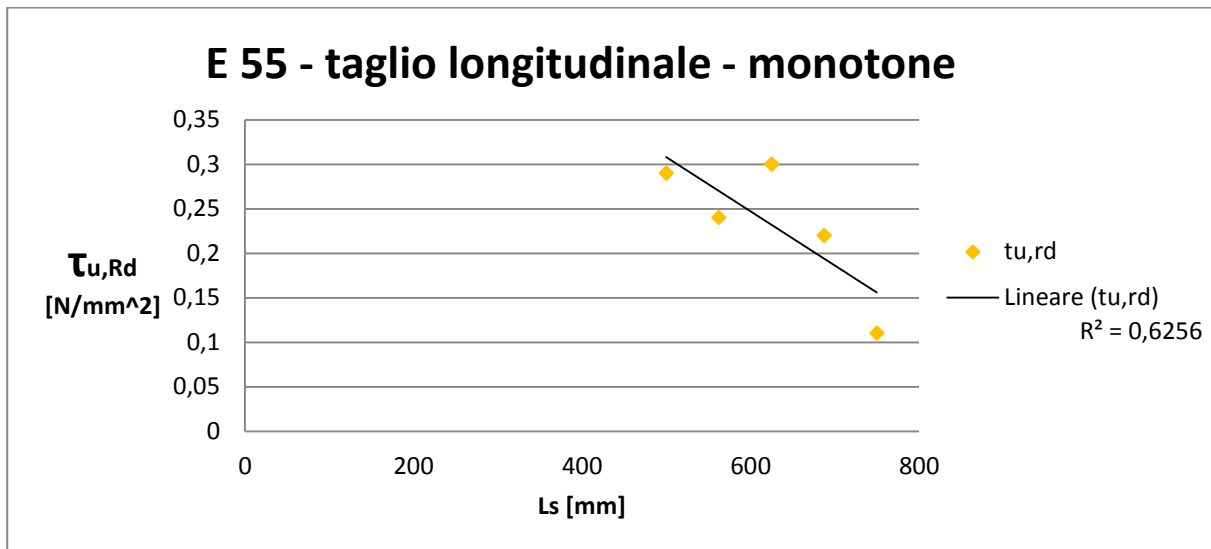


Figura 6.2.14 Grafico taglio longitudinale lunghezza di taglio – ditta E – lamiera 55 – prove monotone

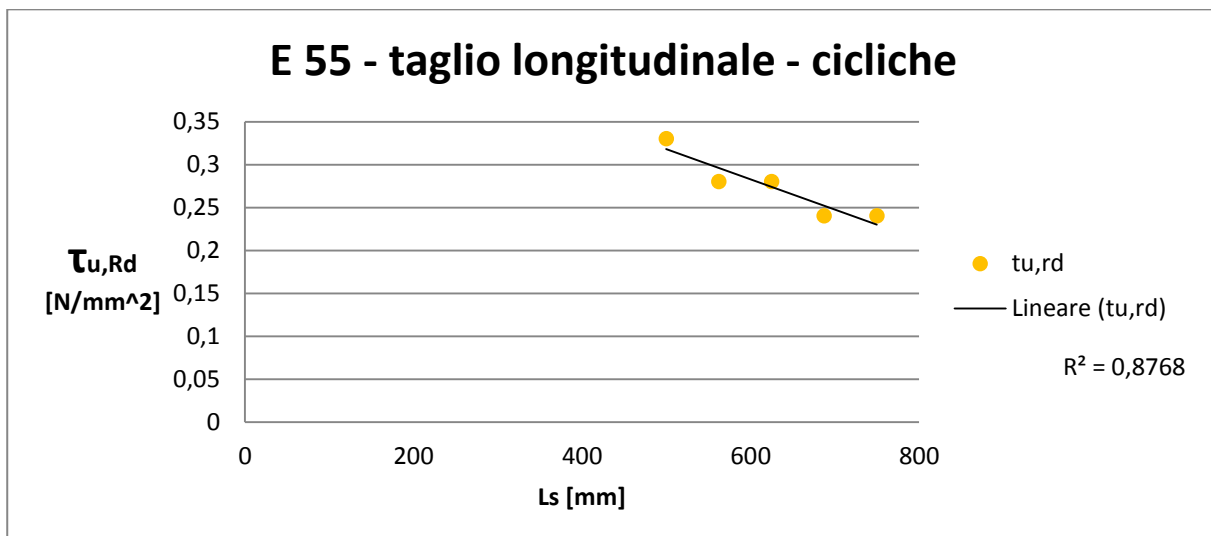


Figura 6.2.15 Grafico taglio longitudinale lunghezza di taglio – ditta E – lamiera 55 – prove cicliche

Solette 75

ditta A					
Ap	504,8014	mm ²	f _{ck}	14,93	Mpa
b	620	mm	f _{yp}	380	Mpa
ht	140	mm	γ _p	1	
h _{lam}	75	mm	R _{c,Rd}	511,427	kN
h _c	65	mm	R _{p,Rd}	191,824	kN
dp	103,936	mm			
e	37,62711	mm	asse neutro:		
ep	36,064	mm	sopra la lamiera		
γ _c	1				
γ _{m0}	1,05		X _{Rd}	24,38	mm
W _{el} 1 onda	4353,509	mm ³ /onda	M _{rd,c}	17,59913	kNm
N° onde	3		M _{rd,p}	4,726667	kNm
W _{el}	13060,53	mm ³	F _{cf}	191,8245	kN

Tabella 6.2.12 Parametri caratteristici e principali risultati dei calcoli per la determinazione del dominio resistente della soletta – ditta A – lamiera 75

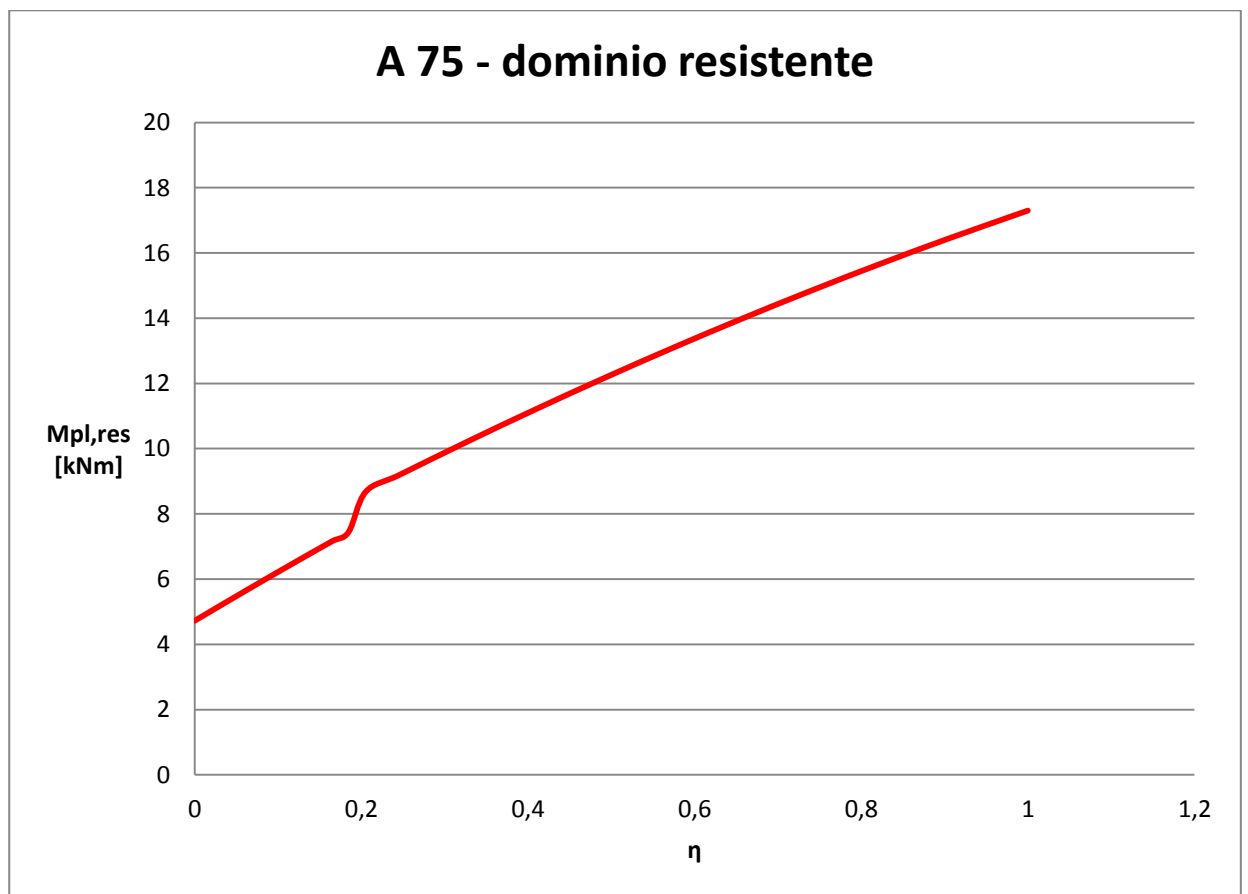


Figura 6.2.16 Dominio resistente con metodo dell' interazione parziale – ditta A – lamiera 75

ditta A				
designazione soletta	L [mm]	Ls [mm]	η	τ_u [N/mm ²]
prove monotone				
A-75-2000-M	1900	475	0,197	0,094
A-75-2500-M	2400	600	0,122	0,041
A-75-2750-M	2650	662,5	0,233	0,085
A-75-3000-M	299	74,75	0,183	0,059
prove cicliche				
A-75-2500-C	2400	600	0,338	0,143
A-75-3000-C	2900	725	0,25	0,085

Tabelle 6.2.13 Grado di interazione e valore del taglio longitudinale di progetto – ditta A – lamiera 75

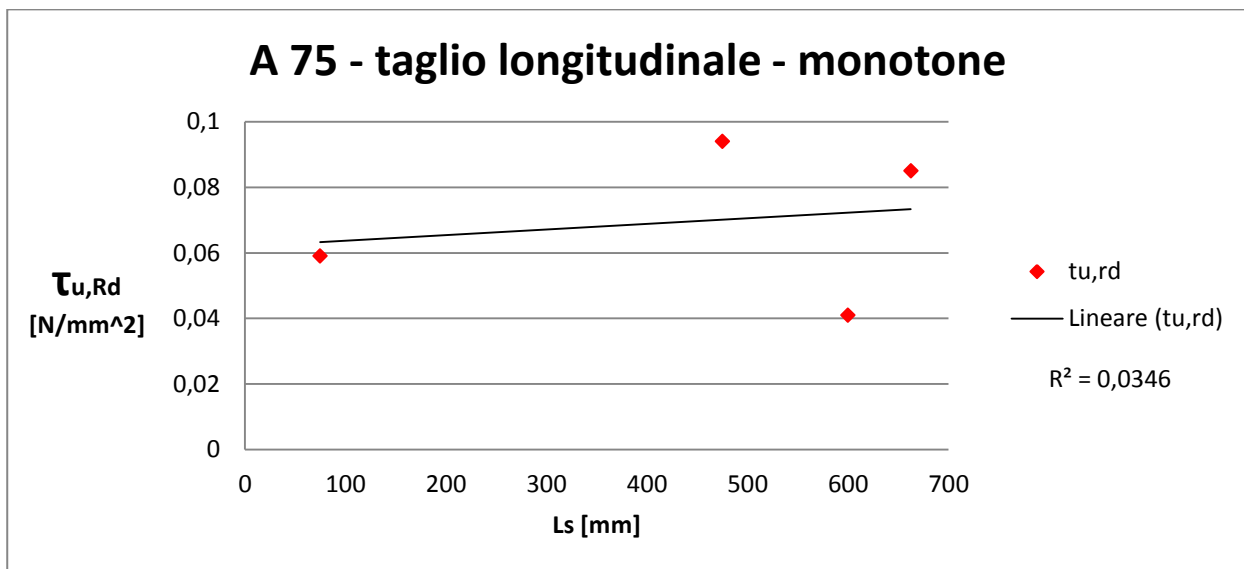


Figura 6.2.17 Grafico taglio longitudinale lunghezza di taglio – ditta A – lamiera 75 – prove monotone

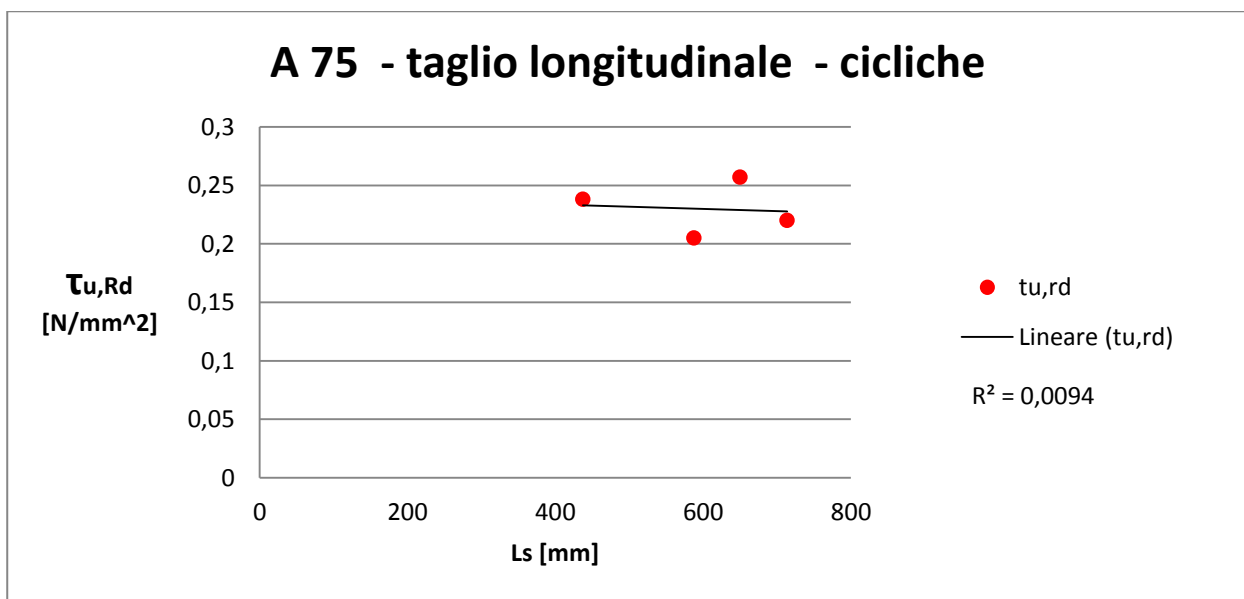


Figura 6.2.18 Grafico taglio longitudinale lunghezza di taglio – ditta A – lamiera 75 – prove cicliche

ditta B					
Ap	892	mm ²	f _{ck}	21,613	Mpa
b	850	mm	f _{yp}	412,32	Mpa
ht	130	mm	γ _p	1	
h _{lam}	75	mm	R _{c,Rd}	858,846	kN
h _c	55	mm	R _{p,Rd}	367,789	kN
dp	60,29	mm			
e	47,52	mm	asse neutro:		
e _p	69,71	mm	sopra la lamiera		
γ _c	1				
γ _{m0}	1,05		X _{Rd}	23,55	mm
W _{el} 1 onda	7022,92	mm ³ /onda	M _{rd,c}	17,84275	kNm
N° onde	3		M _{rd,p}	8,273401	kNm
W _{el}	21068,76	mm ³	F _{cf}	367,7894	kN

Tabella 6.2.14 Parametri caratteristici e principali risultati dei calcoli per la determinazione del dominio resistente della soletta – ditta B – lamiera 75

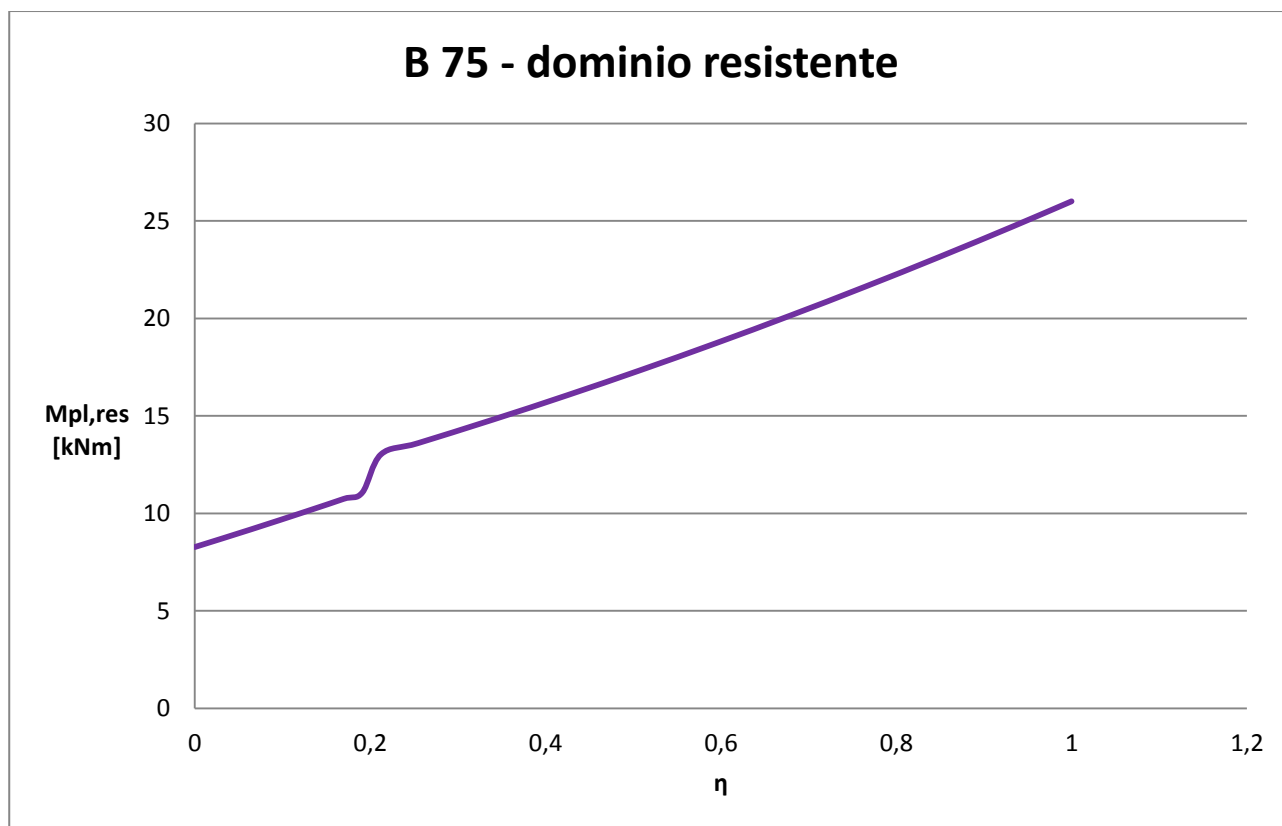


Figura 6.2.19 Dominio resistente con metodo dell' interazione parziale – ditta B – lamiera 75

ditta B				
designazione soletta	L [mm]	Ls [mm]	η	τ_u [N/mm ²]
prove monotone				
B-75-2000-M	1900	475	0,141	0,090
B-75-2500-M	2400	600	0,137	0,070
B-75-2750-M	2650	662,5	0,135	0,063
prove cicliche				
B-75-2000-C	2100	525	0,104	0,060
B-75-2250-C	2350	587,5	0,083	0,039
B-75-2750-C	2500	625	0,130	0,060

Tabelle 6.2.15 Grado di interazione e valore del taglio longitudinale di progetto – ditta B – lamiera 75

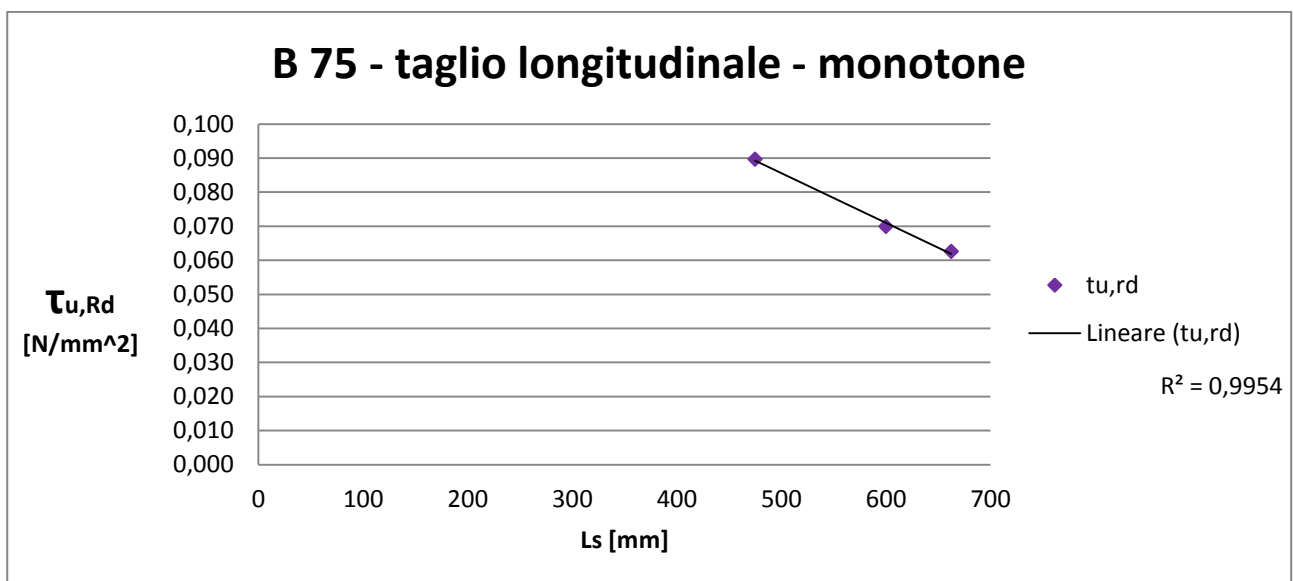


Figura 6.2.20 Grafico taglio longitudinale lunghezza di taglio – ditta B – lamiera 75 – prove monotone

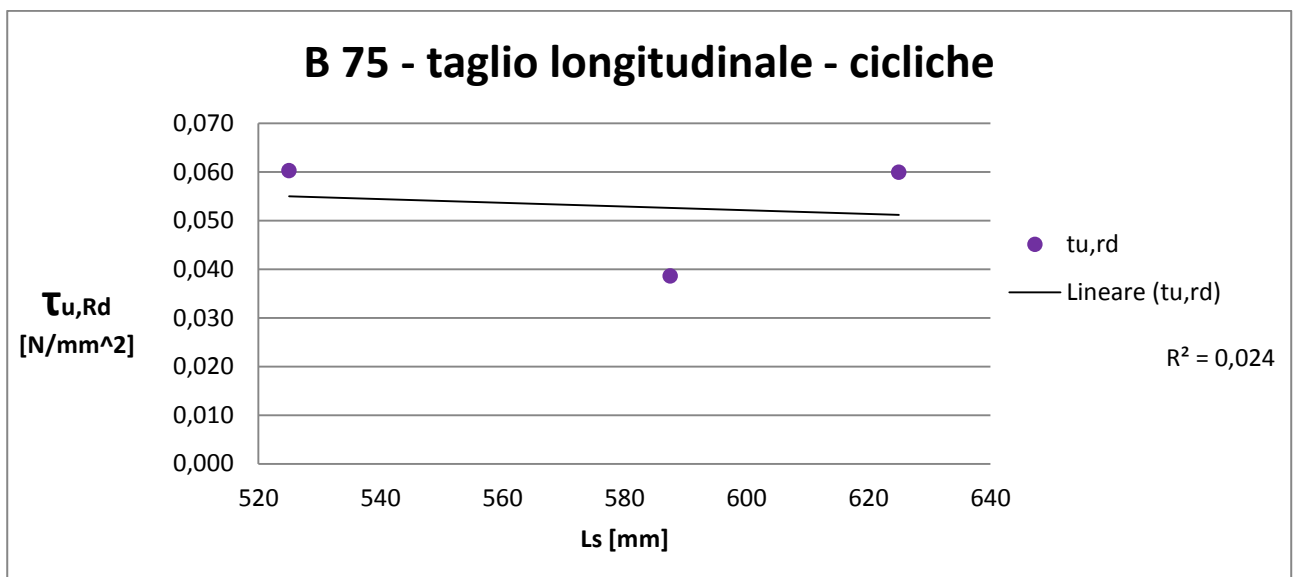


Figura 6.2.21 Grafico taglio longitudinale lunghezza di taglio – ditta B – lamiera 75 – prove cicliche

ditta C					
A_p	839,96	mm ²	f_{ck}	39,96	Mpa
b	768	mm	f_{yp}	351,5	Mpa
h_t	150	mm	γ_p	1	
h_{lam}	75	mm	$R_{c,Rd}$	1956,441	kN
h_c	75	mm	$R_{p,Rd}$	295,245	kN
d_p	104,97	mm			
e	41,3	mm	asse neutro:		
e_p	45,03	mm	sopra la lamiera		
γ_c	1				
γ_{m0}	1,05		X_{Rd}	11,32	mm
W_{el} 1 onda	5205	mm ³ /onda	$M_{rd,c}$	29,321136	kNm
N° onde	4		$M_{rd,p}$	6,9697429	kNm
W_{el}	20820	mm ³	F_{cf}	295,24594	kN

Tabella 6.2.16 Parametri caratteristici e principali risultati dei calcoli per la determinazione del dominio resistente della soletta – ditta C – lamiera 75

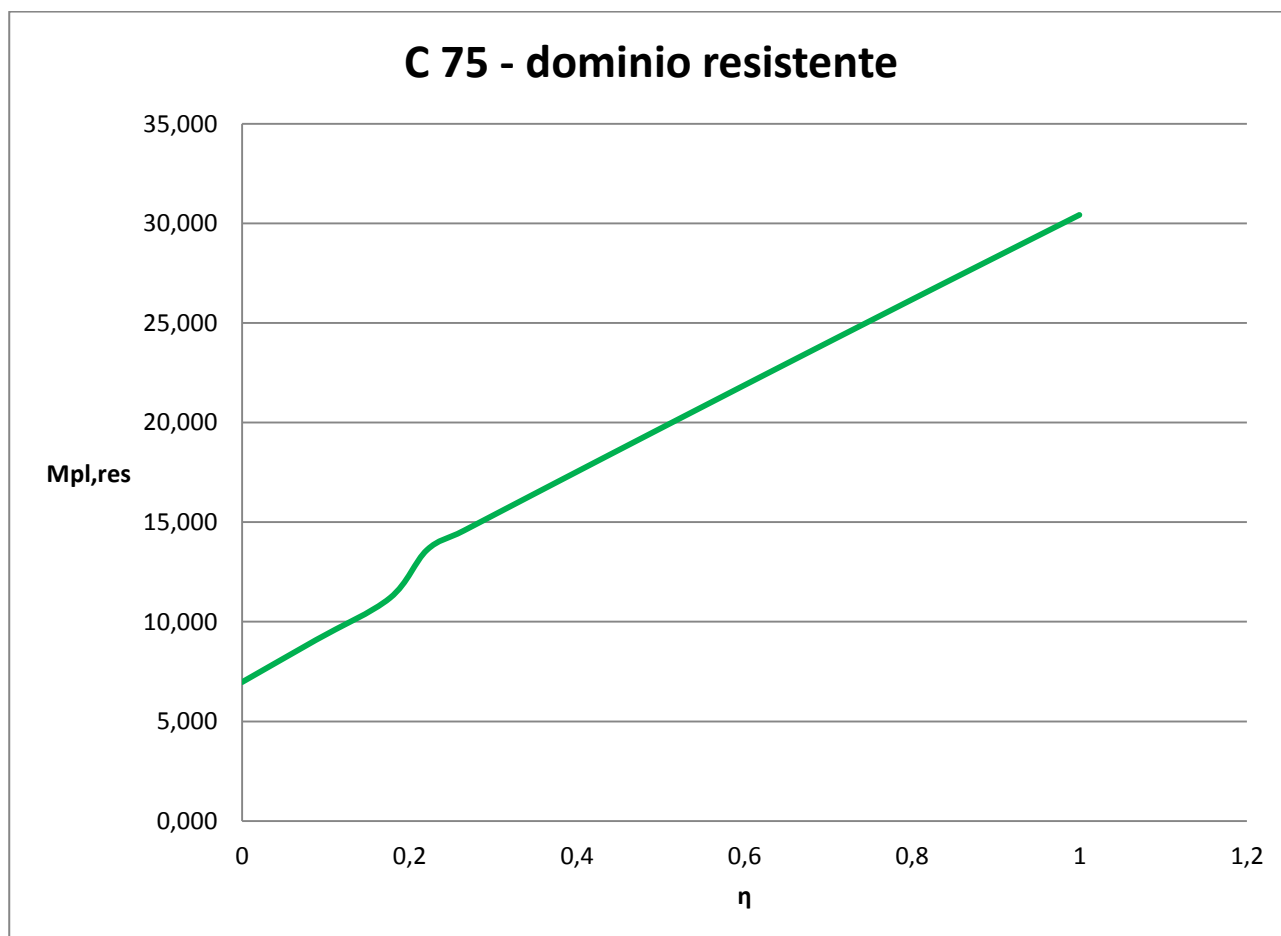


Figura 6.2.22 Dominio resistente con metodo dell' interazione parziale – ditta C – lamiera 75

ditta C				
designazione soletta	L [mm]	Ls [mm]	η	τ_u [N/mm ²]
prove monotone				
C-75-2500-M	2500	625	0,271	0,153822202
C-55-2750-M	2750	687,5	0,432	0,224427064
C-55-3000-M	3000	750	0,449	0,215035349
C-55-3500-M	3250	812,5	0,422	0,18745924
C-55-3250-M	3500	875	0,394	0,16319543
prove cicliche				
C-75-2500-C	2500	625	0,24	0,1362
C-55-2750-C	2750	687,5	0,453	0,2353
C-55-3000-C	3000	750	0,45	0,2155
C-55-3500-C	3250	812,5	0,448	0,1990
C-55-3250-C	3500	875	0,415	0,1719

Tabelle 6.2.17 Grado di interazione e valore del taglio longitudinale di progetto – ditta C – lamiera 75

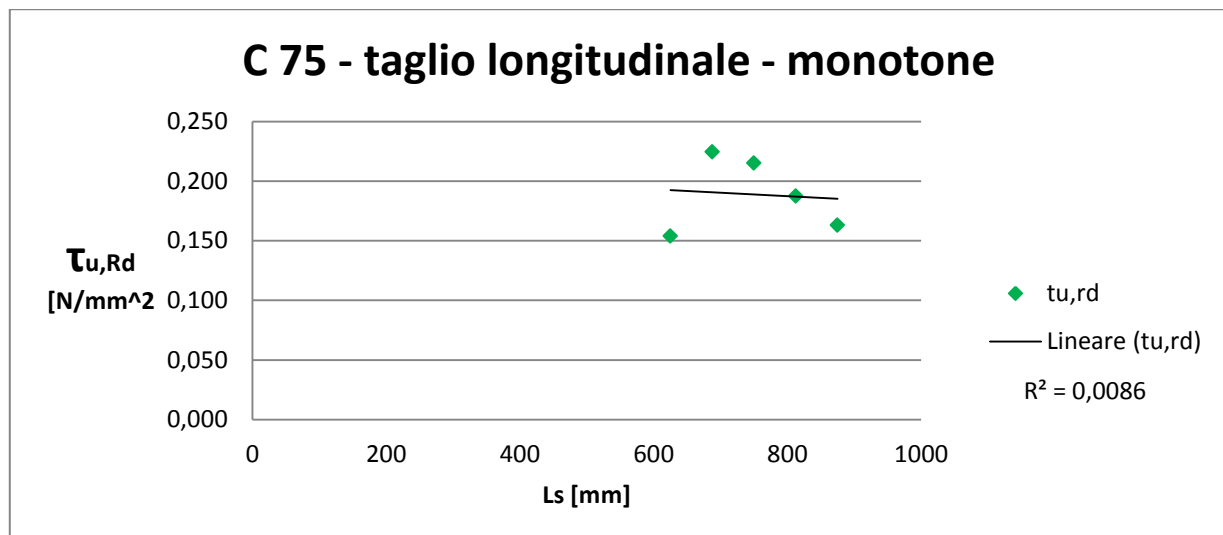


Figura 6.2.22 Grafico taglio longitudinale lunghezza di taglio – ditta C – lamiera 75 – prove monotone

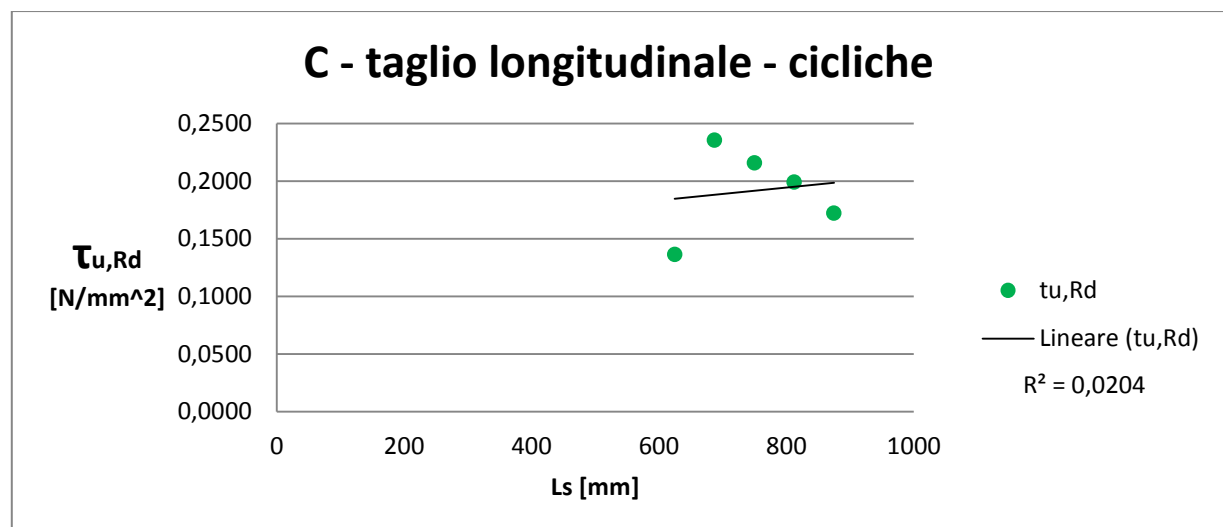


Figura 6.2.23 Grafico taglio longitudinale lunghezza di taglio – ditta C – lamiera 75 – prove cicliche

ditta D					
A_p	719,87	mm ²	f_{ck}	17,51	Mpa
b	798,9	mm	f_{yp}	317,55	Mpa
h_t	150,2	mm	γ_p	1	
h_{lam}	75	mm	$R_{c,Rd}$	894,160	kN
h_c	75,2	mm	$R_{p,Rd}$	228,594	kN
d_p	88,83	mm			
e	47,25	mm	asse neutro:		
e_p	61,37	mm	sopra la lamiera		
γ_c	1				
γ_{m0}	1,05		χ_{Rd}	19,23	mm
Wei 1 onda	7579,66	mm ³ /onda	$M_{rd,c}$	18,10869	kNm
N° onde	3		$M_{rd,p}$	6,876917	kNm
Wei	22738,98	mm ³	F_{cf}	228,5947	kN

Tabella 6.2.18 Parametri caratteristici e principali risultati dei calcoli per la determinazione del dominio resistente della soletta – ditta D – lamiera 75

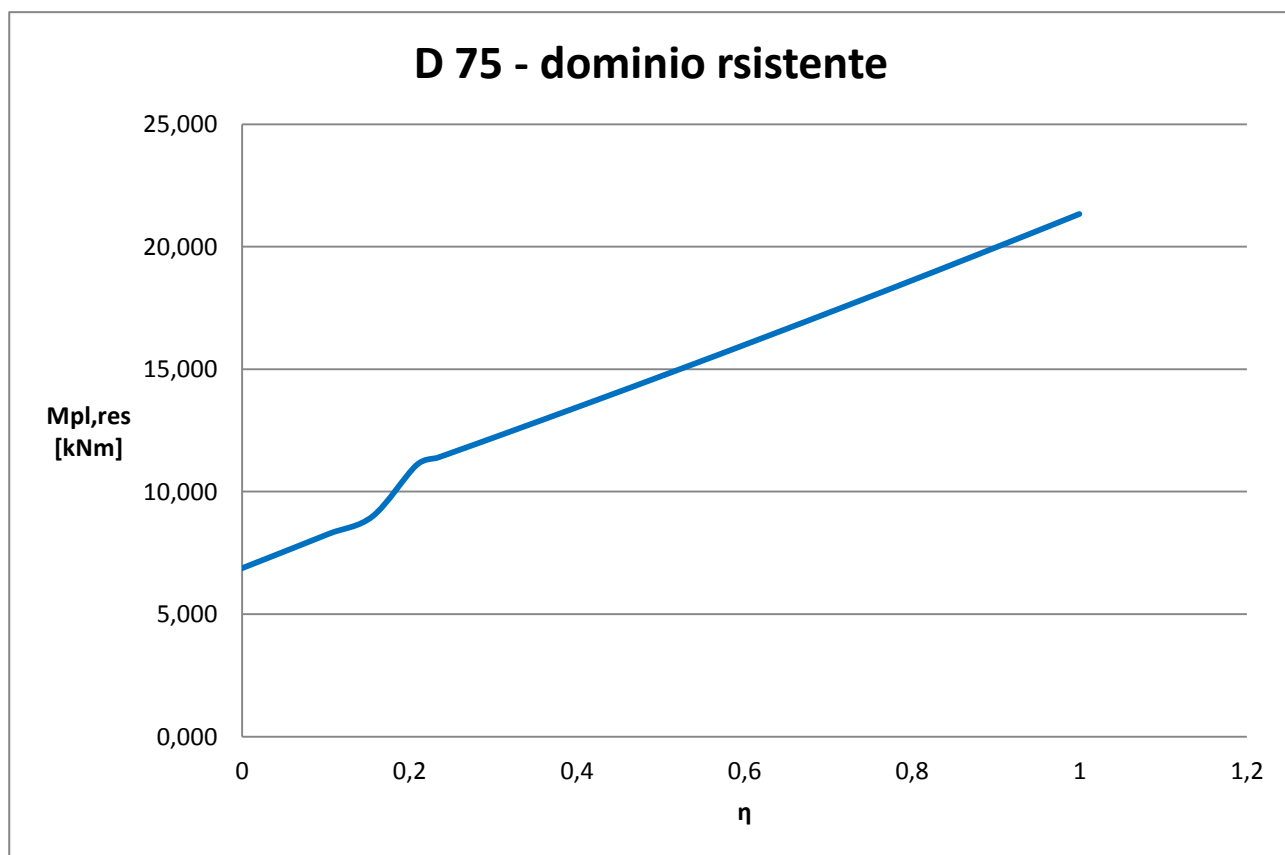


Figura 6.2.24 Dominio resistente con metodo dell' interazione parziale – ditta D – lamiera 75

ditta D				
designazione soletta	L [mm]	Ls [mm]	η	τ_u [N/mm ²]
prove monotone				
D-75-2150-M	2150	537,5	0,325	0,189
D-75-2400-M	2400	600	0,344	0,181
D-75-2650-M	2650	662,5	0,344	0,165
D-75-2900-M	2900	725	0,372	0,164
prove cicliche				
D-75-2150-C	2150	537,5	0,482	0,28
D-75-2400-C	2400	600	0,317	0,167
D-75-2900-C	2900	725	0,615	0,271
D-75-3150-C	3150	787,5	0,48	0,196

Tabelle 6.2.19 Grado di interazione e valore del taglio longitudinale di progetto – ditta D – lamiera 75

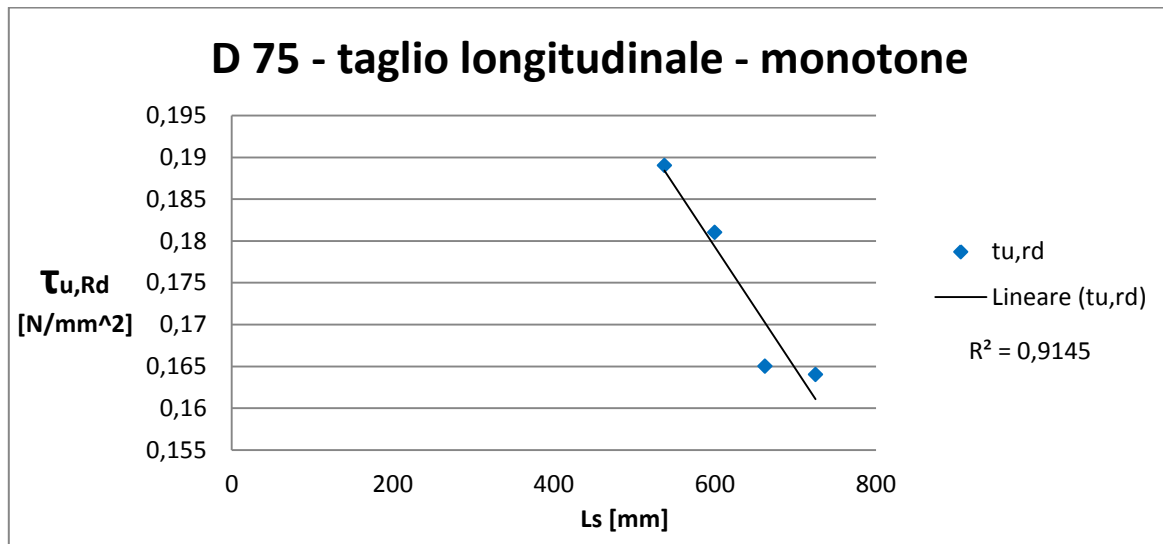


Figura 6.2.25 Grafico taglio longitudinale lunghezza di taglio – ditta D – lamiera 75 – prove monotone

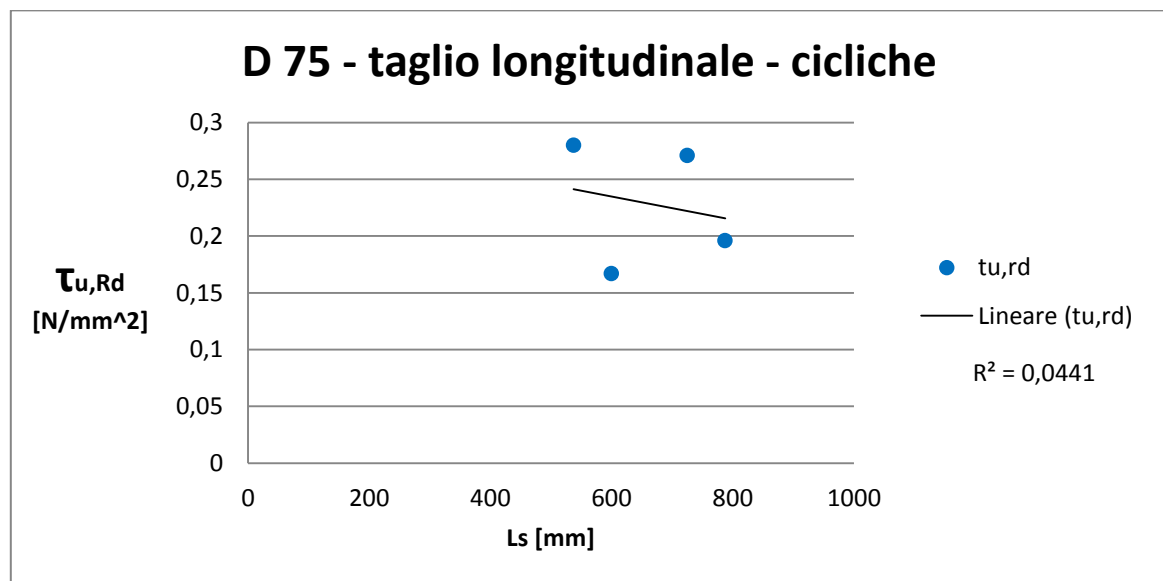


Figura 6.2.26 Grafico taglio longitudinale lunghezza di taglio – ditta D – lamiera 75 – prove cicliche

ditta E					
A_p	662,4	mm ²	f_{ck}	17,51	Mpa
b	635,8	mm	f_{yp}	309	Mpa
h_t	143,55	mm	γ_p	1	
h_{lam}	75	mm	$R_{c,Rd}$	648683,8	kN
h_c	68,55	mm	$R_{p,Rd}$	204681,6	kN
d_p	84,774	mm			
e	47,79	mm	asse neutro:		
e_p	58,776	mm	sopra la lamiera		
γ_c	1				
γ_{m0}	1,05		X_{Rd}	21,63	mm
W_{el1} onda	5375	mm ³ /onda	$M_{rd,c}$	15,13806	kNm
N° onde	3		$M_{rd,p}$	4,745357	kNm
W_{el}	16125	mm ³	F_{cf}	204,6816	kN

Tabella 6.2.20 Parametri caratteristici e principali risultati dei calcoli per la determinazione del dominio resistente della soletta – ditta E – lamiera 75

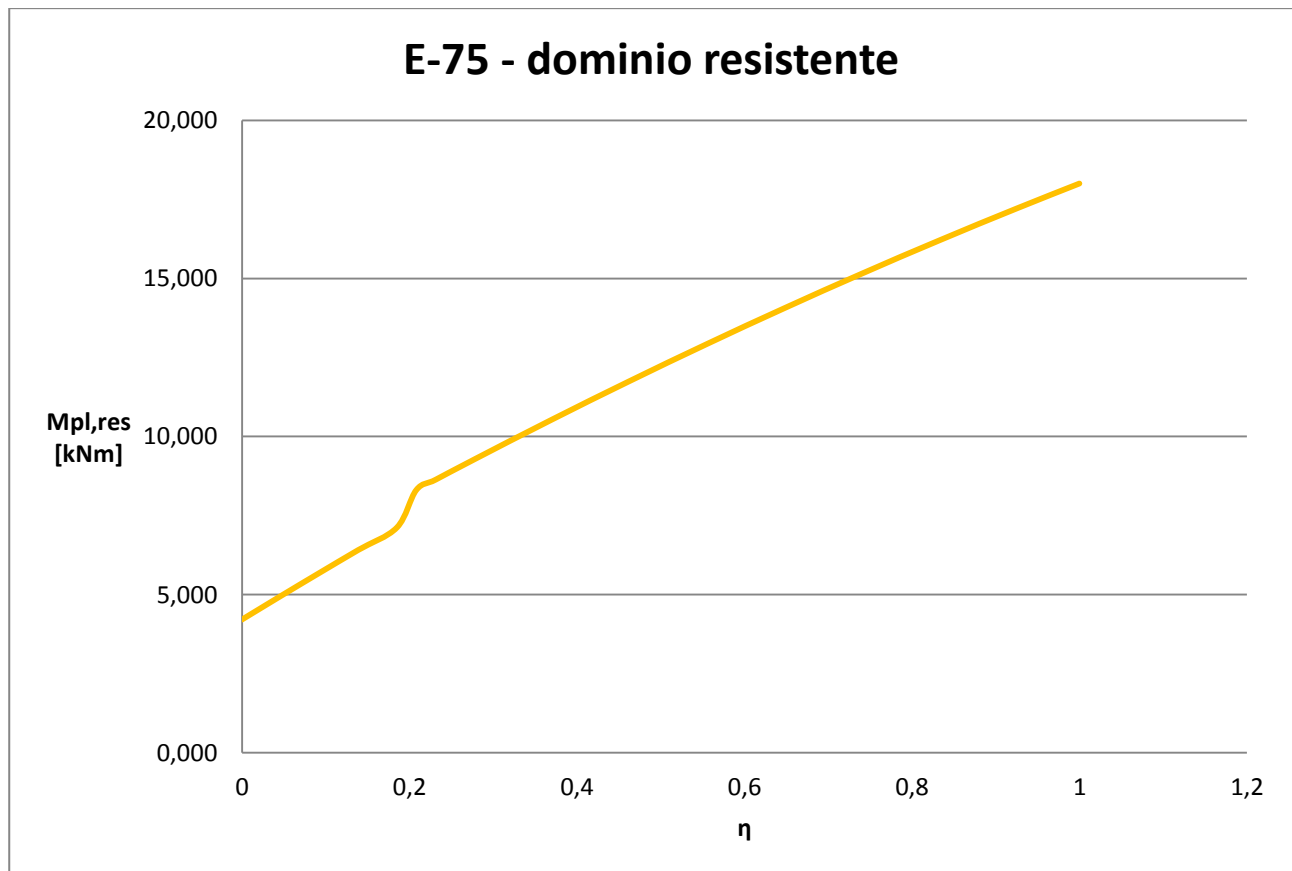


Figura 6.2.27 Dominio resistente con metodo dell' interazione parziale – ditta E – lamiera 75

ditta E				
designazione soletta	L [mm]	Ls [mm]	η	τ_u [N/mm ²]
prove monotone				
E-75-2500-M	2500	625	0,583	0,27805
E-75-2750-M	2750	687,5	0,568	0,247939
E-75-3000-M	3000	750	0,574	0,230983
E-75-3250-M	3250	812,5	0,637	0,23776
E-75-3500-M	3500	875	0,498	0,173319
prove cicliche				
E-75-2500-C	2500	625	0,625	0,298081
E-75-2750-C	2750	687,5	0,553	0,241391
E-75-3000-C	3000	750	0,403	0,162171
E-75-3250-C	3250	812,5	0,599	0,223576
E-75-3500-C	3500	875	0,302	0,105105

Tabelle 6.2.21 Grado di interazione e valore del taglio longitudinale di progetto – ditta E – lamiera 75

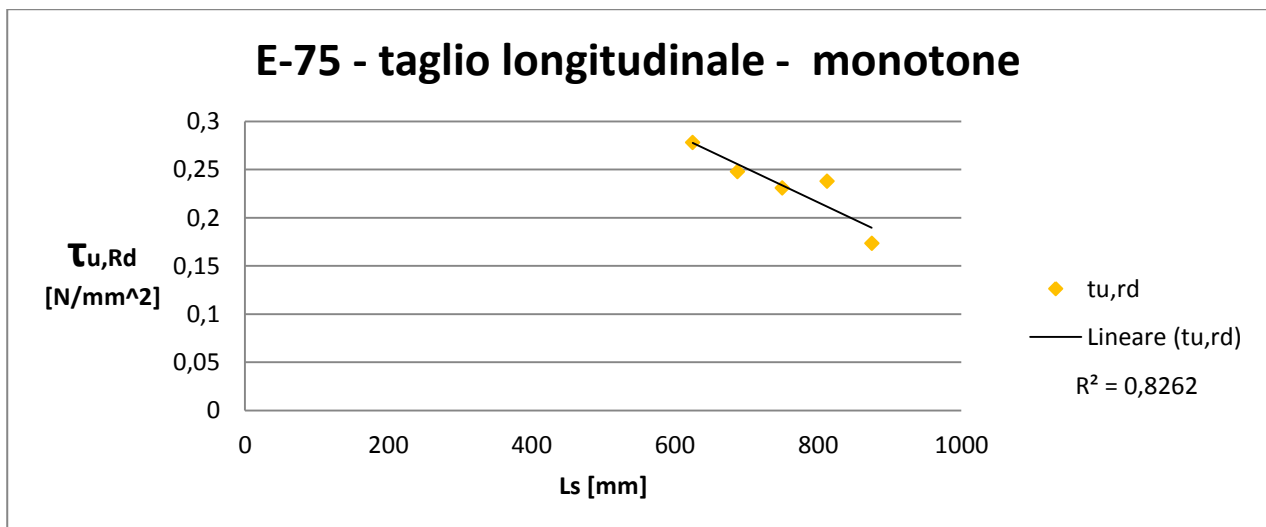


Figura 6.2.28 Grafico taglio longitudinale lunghezza di taglio – ditta E – lamiera 75 – prove monotone

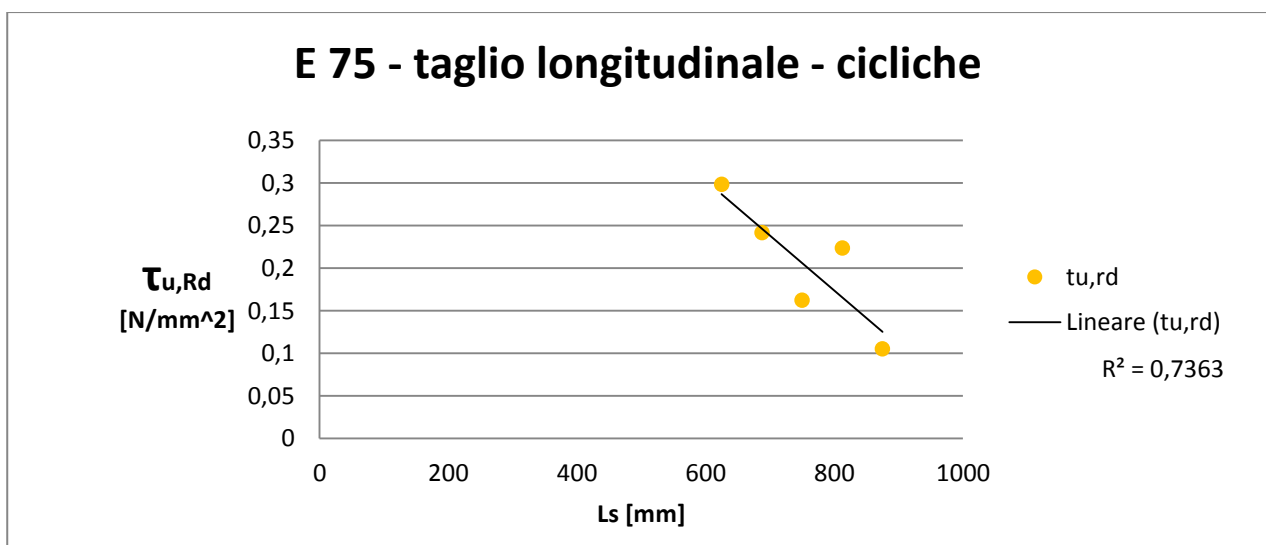


Figura 6.2.29 Grafico taglio longitudinale lunghezza di taglio – ditta E – lamiera 75 – prove cicliche

6.2.2. Elaborazioni dei risultati delle solette delle ditte D, E con il metodo m-k

In questo paragrafo si utilizzano i risultati delle prove in laboratorio attraverso il metodo m-k, al fine di confrontare i risultati ottenuti con tale metodo con quelli ottenuti con il metodo dell'interazione parziale e con i risultati ottenuti durante le prove. Non verranno analizzati i dati di tutte le ditte, ma solo quelli delle prove della ditta D. Infatti nel capitolo successivo, al fine di fare considerazioni teoriche sul confronto incrociato tra tutte le ditte, utilizzeremo solo i risultati ottenuti con il metodo p.i. Utilizzeremo quindi i dati delle ditte D al fine di capire quale dei due metodi di analisi teorica, metodo m-k e p.i., abbia un margine di errore inferiore.

Questo metodo permette di trovare un dominio resistente lineare utilizzando il metodo della regressione lineare applicato ai vari risultati ottenuti nelle prove sperimentali.

Solette 55

Come fatto con il metodo dell'interazione parziale, solo per le solette 55 illustreremo i calcoli necessari ad ottenere il dominio resistente, per le 75 invece verranno solo illustrati i parametri necessari allo svolgimento dei calcoli e i relativi grafici, confrontati con i grafici del metodo dell'interazione parziale.

Per costruire il dominio resistente lineare con il metodo m-k bisogna calcolare il carico totale agente sulla soletta. Questo è dato dal carico ultimo fornito dalla relativa prova sommata al peso proprio della soletta.

$$W_t = P_{prova} + L_{tot} \cdot p_{peso proprio}$$

Una volta calcolato l'intero carico agente sulla struttura calcoleremo il carico agente sul singolo appoggio V_t , dato dalla metà del carico trovato in precedenza.

A questo punto, per ogni soletta dello stesso tipo, verranno calcolati i due parametri principali per l'esecuzione del metodo m-k.

$$\frac{V_t}{b \cdot d_p} = m \cdot \frac{A_p}{b \cdot L_s} + k$$

Calcolati quindi i parametri necessari è possibile effettuare l' operazione di regressione lineari che ci restituisce i valori di m e k. A questo punto possiamo trovare il valore di taglio teorico in funzione dei parametri m e k appena trovati. La relazione si ricava dalla precedente:

$$V_t = \left(m \cdot \frac{A_p}{b \cdot L_s} + k \right) \cdot b \cdot d_p$$

Da questo valore possiamo ricavare quindi il momento resistente moltiplicando il carico per il proprio braccio, pari proprio alla lunghezza di taglio.

A questo punto è possibile ricavare il grafico Momento resistente – lunghezza di taglio.

Per poter fare un confronto con il metodo dell' interazione parziale e con i risultati del test, al fine di valutare la precisione dei due metodi, dovremo costruire il dominio resistente con il metodo dell' interazione parziale in funzione proprio della lunghezza di taglio.

Invece, per calcolare il valore di momento resistente dato dalla prova oltre al carico ultimo raggiunto bisognerà aggiungere il contributo del peso proprio.

Di seguito vengono riportate le tabelle e i grafici relativi alle solette D-55 e D-75.

designazione soletta	L tot [mm]	L [mm]	Ls [mm]	peso proprio	Carico ultimo	Wt [kN]	Vt [kN]	b [mm]	Ap [mm^2]
D-55-1650 M	1750	1650	412,5	1,893	57,8	61,15	30,58	661,8	719,87
D-55-1900 M	2000	1900	475	1,893	56,6	60,43	30,21	661,8	719,87
D-55-2150 M	2250	2150	537,5	1,893	43,2	47,45	23,72	661,8	719,87
D-55-2400 M	2500	2400	600	1,893	43,9	48,66	24,33	661,8	719,87
D-55-2650 M	2750	2650	662,5	1,893	41,5	46,68	23,34	661,8	719,87
D-55-1650 C	1750	1650	412,5	1,893	61,7	65,00	32,50	661,8	719,87
D-55-1900 C	2000	1900	475	1,893	53,1	56,92	28,46	661,8	719,87
D-55-2150 C	2250	2150	537,5	1,893	45,2	49,47	24,73	661,8	719,87
D-55-2400 C	2500	2400	600	1,893	42,2	46,97	23,49	661,8	719,87
D-55-2650 C	2750	2650	662,5	1,893	39,3	44,47	22,23	661,8	719,87
designazione soletta	dp [mm]	Vt/(b*Ls)	Ap/(B*Ls)	Vt, teorico	M m-k [kNm]	M p.i. [kNm]	Mt,test [kNm]	errore m-k	errore p.i.
D-55-1650 M	129,1	0,000358	0,002637	32,146	13,260	11,277	12,410	0,064	0,091
D-55-1900 M	129,1	0,000354	0,002290	28,632	13,600	12,215	14,091	0,035	0,133
D-55-2150 M	129,1	0,000278	0,002024	25,936	13,940	13,141	12,425	0,109	0,054
D-55-2400 M	129,1	0,000285	0,001813	23,801	14,280	14,053	14,198	0,006	0,010
D-55-2650 M	129,1	0,000273	0,001642	22,069	14,620	14,950	14,982	0,024	0,002
D-55-1650 C	129,1	0,000380	0,002637	32,146	13,260	11,277	13,204	0,004	0,146
D-55-1900 C	129,1	0,000333	0,002290	28,632	13,600	12,215	13,258	0,025	0,079
D-55-2150 C	129,1	0,000289	0,002024	25,936	13,940	13,141	12,967	0,070	0,013
D-55-2400 C	129,1	0,000275	0,001813	23,801	14,280	14,053	13,692	0,041	0,026
D-55-2650 C	129,1	0,000260	0,001642	22,069	14,620	14,950	14,249	0,025	0,047

Tabella 6.2.22 Parametri caratteristici e principali risultati dei calcoli per la determinazione del dominio resistente della soletta con metodo m-k – ditta D – lamiera 55

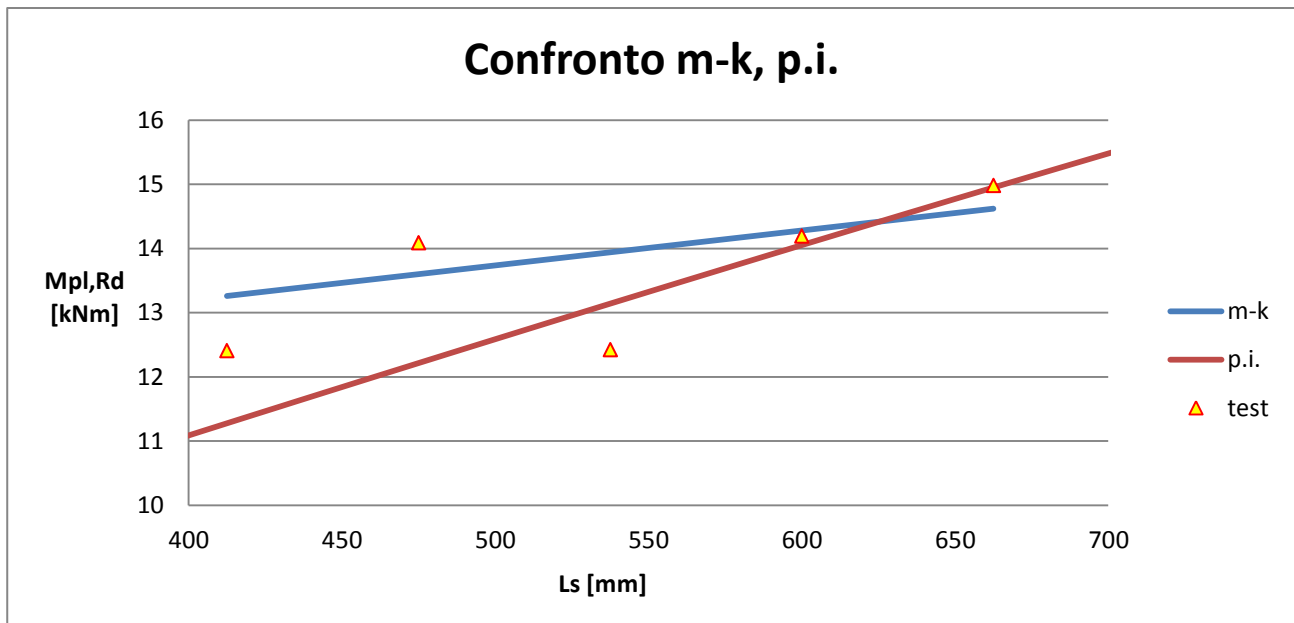


Figura 6.2.30 Confronto metodo m-k, p.i. e risultati sperimentali – ditta D – lamiera 55

Di seguito vengono riportati i valori medi in percentuale dell' errore dei due metodi.

media errore m-k	4,033678	%
media errore p.i.	6,016969	%

Tabella 6.2.23 Errori di precisione dei due metodi di analisi – ditta D - 55

designazione soletta	L tot [mm]	L [mm]	Ls [mm]	peso proprio	Carico ultimo	Wt [kN]	Vt [kN]	b [mm]	Ap [mm ²]
D-55-1650 m	2250	2150	537,5	1,893	57,84	62,10	31,05	798,9	719,87
D-55-1900 m	2500	2400	600	1,893	56,64	61,37	30,69	798,9	719,87
D-55-2150 m	2750	2650	662,5	1,893	43,19	48,40	24,20	798,9	719,87
D-55-2400 m	3000	2900	725	1,893	43,93	49,61	24,80	798,9	719,87
D-55-1650 c	2250	2150	537,5	1,893	61,69	65,95	32,97	798,9	719,87
D-55-1900 c	2500	2400	600	1,893	53,14	57,87	28,93	798,9	719,87
D-55-2150 c	3000	2900	725	1,893	45,21	50,89	25,44	798,9	719,87
D-55-2400 c	3250	3150	787,5	1,893	42,24	48,39	24,20	798,9	719,87
designazione soletta	dp [mm]	Vt/(b*Ls)	Ap/(B*Ls)	Vt, teorico	M m-k [kNm]	M p.i. [kNm]	Mt,test [kNm]	errore m-k	errore p.i.
D-55-1650 m	88,83	0,000438	0,001676	32,47	17,45	13,37	16,36	0,06	0,18
D-55-1900 m	88,83	0,000432	0,001502	29,42	17,65	13,96	18,01	0,02	0,23
D-55-2150 m	88,83	0,000341	0,00136	26,95	17,85	14,54	15,55	0,13	0,06
D-55-2400 m	88,83	0,000349	0,001243	24,90	18,05	15,13	17,41	0,04	0,13
D-55-1650 c	88,83	0,000465	0,001676	32,47	17,45	13,37	17,40	0,00	0,23
D-55-1900 c	88,83	0,000408	0,001502	29,42	17,65	13,96	16,96	0,04	0,18
D-55-2150 c	88,83	0,000359	0,001243	24,90	18,05	15,13	17,88	0,01	0,15
D-55-2400 c	88,83	0,000341	0,001144	23,18	18,25	15,71	18,39	0,01	0,15

Tabella 6.2.24 Parametri caratteristici e principali risultati dei calcoli per la determinazione del dominio resistente della soletta con metodo m-k – ditta D – lamiera 75

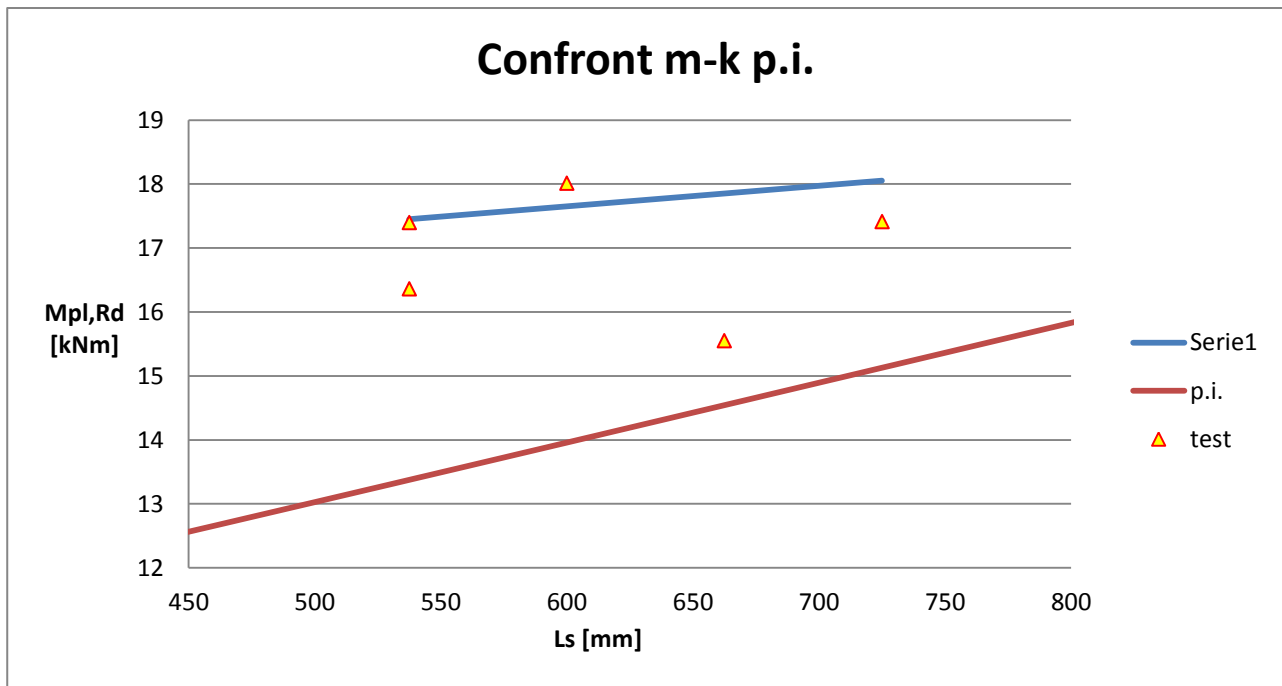


Figura 6.2.31 Confronto metodo m-k, p.i. e risultati sperimentali – ditta D – lamiera 75

media errore m-k	3,826893	%
media errore p.i.	16,39263	%

Tabella 6.2.25 Errori di precisione dei due metodi di analisi – ditta D – 75

In entrambe le tabelle si può notare che il metodo m-k, seppur non permesso dalla legge vigente in Italia (CNR 10016/2000) è il metodo con la percentuale di errore minore. Però come si può notare dai grafici, i valori di momento resistente trovato con il metodo m-k sono spesso maggiori di quelli trovati nelle prove sperimentali, e ciò è a sfavore di sicurezza. Invece il metodo dell'interazione parziale trova valori di momento resistente quasi sempre inferiori a quelli dei test, stando così a favore di sicurezza.

La maggior precisione però del metodo m-k è data dal fatto che il valore di taglio longitudinale resistente calcolato per i campioni appartenenti a gruppi dimensionalmente omogenei risulta generalmente crescente al diminuire della lunghezza di taglio, in contrasto con quanto ipotizzato nell'ambito del metodo p.i..

Capitolo 7: ANALISI CRITICA DELLA SPERIMENTAZIONE EFFETTUTATA

7.1 Generalità

In questo capitolo sono di seguito presentate alcune specifiche problematiche emerse nel corso della sperimentazione. In particolare le problematiche analizzate riguardano:

- la corretta determinazione del valore della tensione di snervamento delle lamiere grecate, f_{ypm} , più rappresentativa da utilizzare nei calcoli, precedentemente illustrati, per meglio tener conto dei processi di lavorazione delle lamiere stesse
- l'influenza della resistenza del calcestruzzo sulla resistenza della soletta collaborante;
- l'influenza dei parametri geometrici sulla resistenza della lamiera collaborante

Si procederà poi con un confronto tra i domini resistenti delle solette cercando di definire quali delle solette confrontate in questo lavori riesca a sviluppare il meccanismo di interazione migliore.

7.2 Considerazione sui processi di lavorazione a freddo in relazione alle caratteristiche di base del materiale

Le lamiere grecate hanno la sezione trasversale che è ottenuta mediante un processo di rullatura in continuo a freddo a partire da un nastro di lamiera piana (da figura 7.2.1 e 7.2.7). La particolare forma finale del prodotto è garantita dal superamento della tensione di snervamento nelle zone di piega, con conseguente incrudimento del materiale e deformazioni residue che servono per mantenere la forma della sezione trasversale voluta.

Lo stato dell'arte sulle ricerche sviluppate nel settore dei profili sagomati a freddo è sicuramente utile per identificare la classe di resistenza del materiale. I principali studi relativamente agli effetti della lavorazione a freddo sulle caratteristiche meccaniche di profili in parete sottile sono stati sviluppati presso la Cornell University a Ithaca-New-York (U.S.A.) a cura del gruppo di ricerca coordinato dal prof. George Winter a partire dagli anni '70. Tra l'altro è stata considerata l'influenza del processo di piega sui valori della tensione di snervamento e di rottura del materiale (incrudimento) nelle seguenti note scientifiche:

- A Chaje, S. J. Britvec, G. Winter, *Effects of cold-straining on structural sheet steels*, ASCE, vol. 89, No. ST2, September 1963.

- K.W. Karren, *Corner properties of cold formed steel shapes*, ASCE, vol. 93, No. ST1, February 1967.
- K.W. Karren, G. Winter, *Effects of cold forming on light-gage steel members*, ASCE, vol. 93, No. ST1, February 1967.



Figura 7.2.1: Nastro di lamiera piana



Figura 7.2.2: Fase del processo che realizza le bugnature sulla lamiera



Figura 7.2.3: Lamiera all'uscita dai rulli che imprimono le bugnature

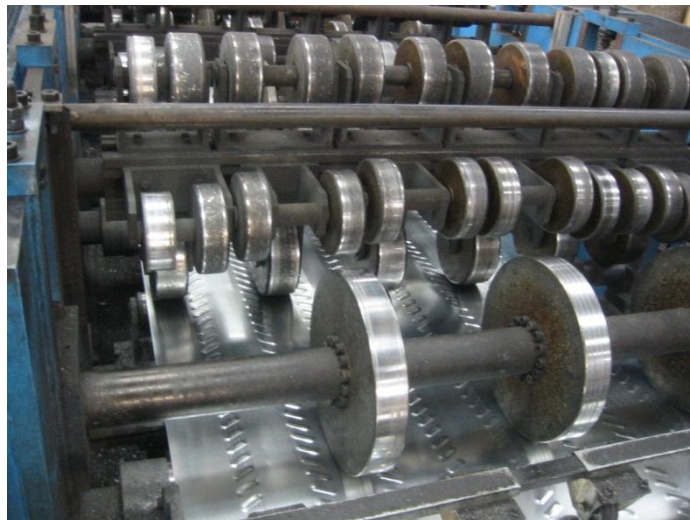


Figura 7.2.4: Lamiera all'inizio della serie di rulli che realizzeranno la sezione trasversale finale



Figura 7.2.5: Serie di rulli che realizzeranno la sezione trasversale della lamiera grecata

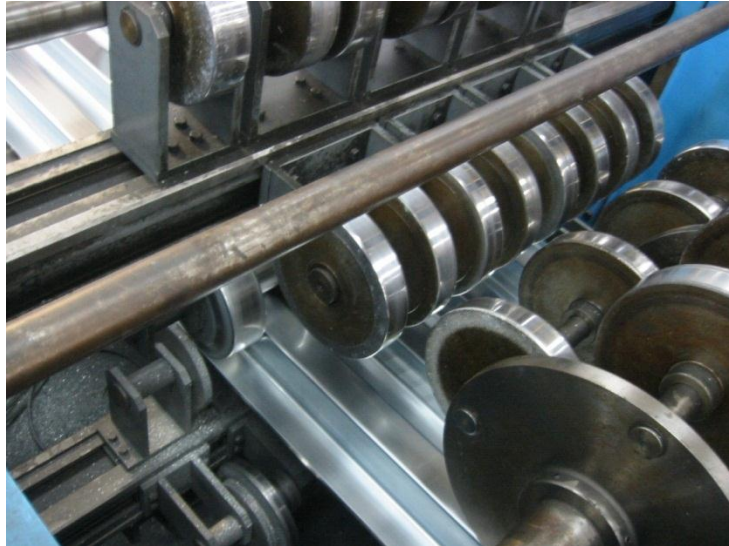


Figura 7.2.6: Lamiera alla fine della serie di rulli che realizzano la sezione trasversale finale



Figura 7.2.7: Lamiera alla fine del processo di lavorazione

Sulla base di questi lavori e di più recenti testi tecnico-scientifici sulle costruzioni in acciaio, risulta che in prossimità delle zone di piega e nelle pieghe stesse, il legame costitutivo è profondamente alterato rispetto a quello del materiale vergine, come dimostrato dalla figura 7.2.8 tratta da un lavoro sviluppato presso la Cornell University. Come si evince dalla figura 7.2.9, relativa all'analisi della zona di piega, l'incremento è maggiore per la tensione di snervamento (variabile da circa a 1,4 volte a 2,2 volte quella del materiale vergine) rispetto a quella di rottura (nel caso di materiale incrudito l'aumento rispetto al valore del materiale vergine varia circa dal 10% al 40%). Tali incrementi sono presenti in misura decrescente all'aumentare della distanza dalla zona di piega, ovvero dalla zona in cui sono presenti deformazioni plastiche permanenti.

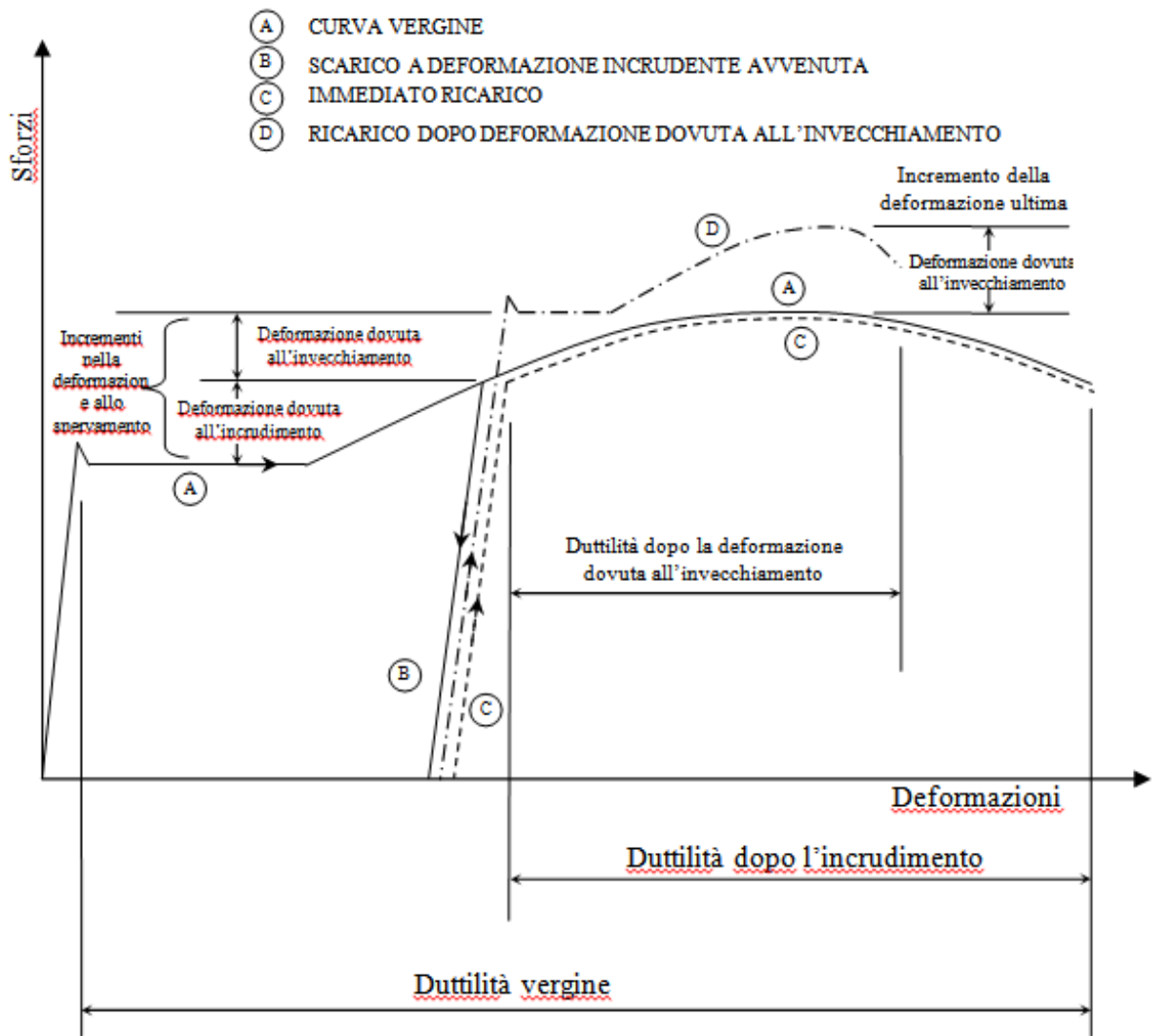


Figura 7.2.8: Legame costitutivo del materiale vergine e del materiale soggetto a processo di lavorazione a freddo in prossimità della piega

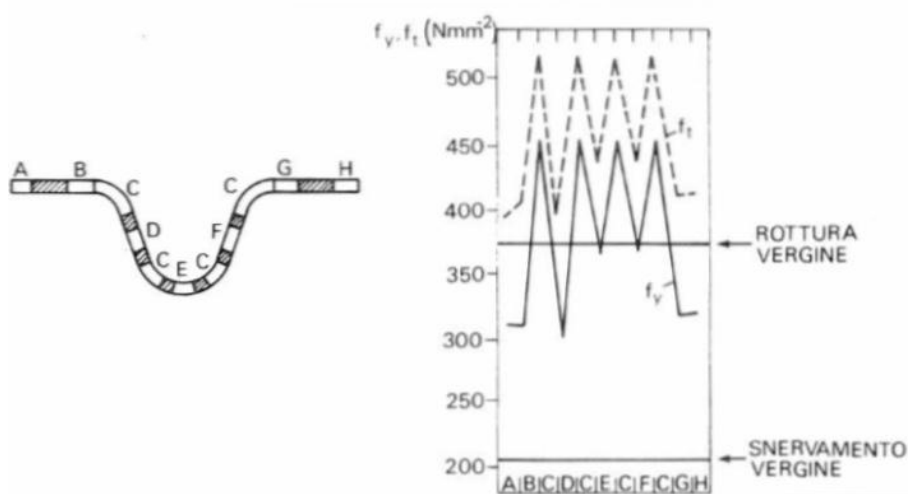


Figura 7.2.9: Andamento della tensione di snervamento e di rottura nella zona di piega

Le alterazioni delle caratteristiche meccaniche riguardano oltre che le zone di piega anche l'intera sezione trasversale del profilo. Con riferimento alla sezione a C riportata nella figura 7.2.10, irrigidita soltanto alle estremità delle ali, si osserva che nelle zone prossime a quelle di piega (ad esempio, le zone A, B, F e G), l'incremento della tensione di snervamento varia tra il 20% ed il 50 % di quella del materiale vergine mentre il valore della tensione di rottura aumenta in modo più modesto (dal 1,05 a 1,2 volte quella del materiale vergine).

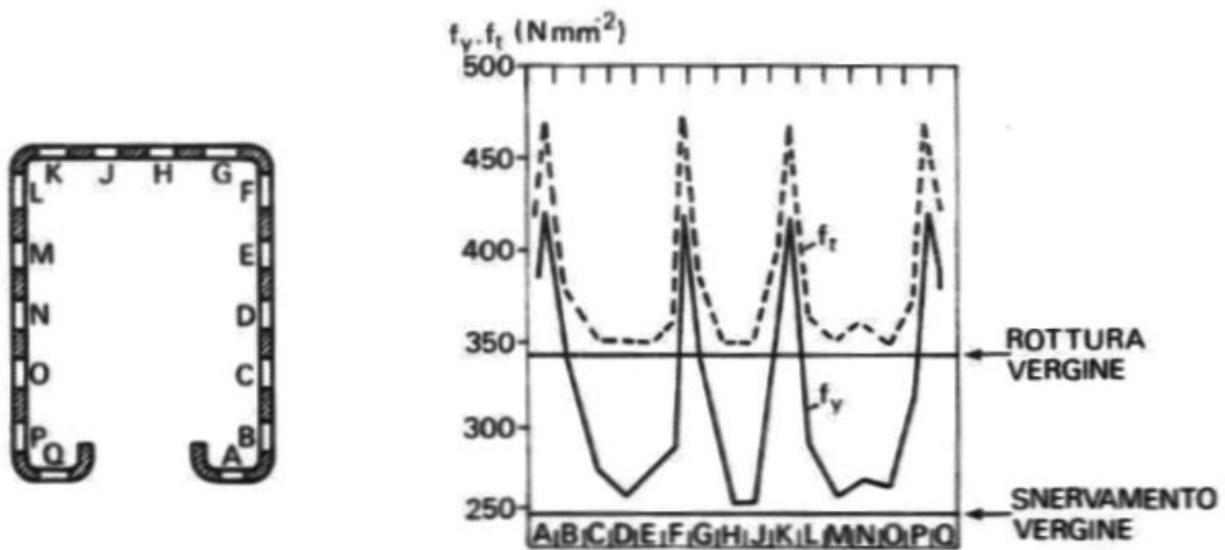


Figura 7.2.10: Andamento delle tensioni di snervamento e di rottura in un profilo sagomato a freddo con sezione a C irrigidita

Questi studi sono decisamente attuali e pertinenti anche se riferiti alle lamiera grecate in acciaio. Alla luce di questi risultati, si è quindi cercato di capire come la possibile variabilità della tensione di snervamento all'interno della sezione trasversale della lamiera grecata possa influenzare il comportamento globale della soletta. Come parametro di caratterizzazione del comportamento globale della soletta si è scelto il valore del coefficiente di interazione η in quanto è in funzione di questo parametro che si può ricavare il valore del momento resistente ultimo, secondo il metodo della parziale interazione. Si è quindi diagrammato su un grafico l'andamento del valore di η e il corrispondente valore di M_u in funzione del valore di f_{ypm} che viene fatto variare dal valore sperimentale effettivo (misurato su campioni di lamiera tagliati dalla lamiera grecata stessa, al termine della prova a flessione, in punti lontani dalle piegature, come per esempio in corrispondenza della mezzeria della flangia superiore, a causa del fatto che sarebbe stato

impossibile sottoporre a prova di trazione campioni di lamiera che presentano piegature) a dei valori percentualmente incrementati, sulla base delle evidenze degli studi condotti alla Cornell University.

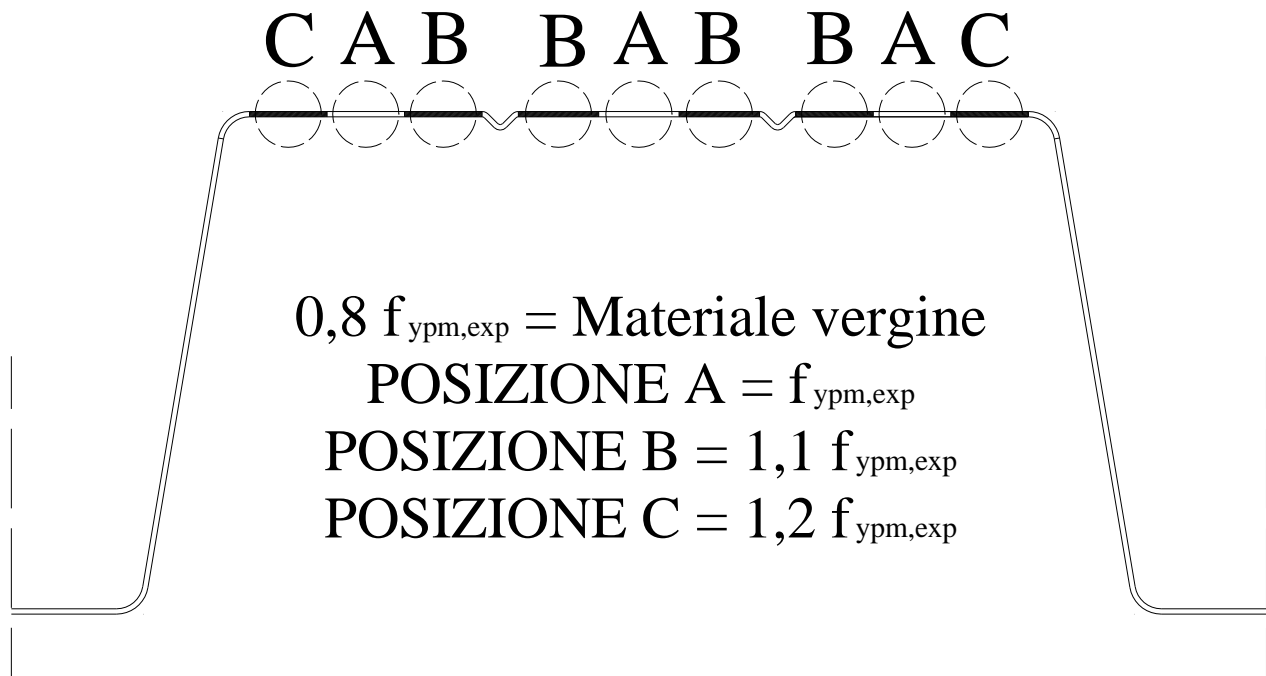


Figura 7.2.11 – Valori della tensione di snervamento in funzione della posizione della lamiera da cui si ricava il provino

Di seguito viene riportato il grafico che tiene conto delle possibili variazioni sul dominio resistente di una soletta al variare della tensione di snervamento dell' acciaio. Il grafico risulta però essere impreciso per quanto riguarda il momento ultimo della sola lamiera all' aumentare della resistenza dell' acciaio. Infatti all' aumentare della tensione di snervamento (1,1 e 1,2 volte f_{yp}), per valori di $\eta=0$, si avrebbe una riduzione del momento resistente ultimo della sola lamiera a causa della maggiore parzializzazione della sezione trasversale sia per quanto riguarda la flangia superiore compressa, sia per quanto riguarda l' anima inflessa e la conseguenziale diminuzione dell' area efficace. Tuttavia il contributo al momento resistente ultimo della sola lamiera è secondario rispetto a quello fornito dall' interazione dei due materiali e soprattutto diminuisce all' aumentare del valore di η . Nel grafico sottostante sono rappresentati i vari domini resistenti di una soletta 55 della ditta D, al variare della tensione di snervamento dell' acciaio. I valori di snervamento sui quali si sono costruiti i vari domini sono valori rappresentativi di una variazione di circa $\pm 20\%$ della tensione di snervamento, in linea con le variazioni della stessa dovute al processo di lavorazione della lamiera.

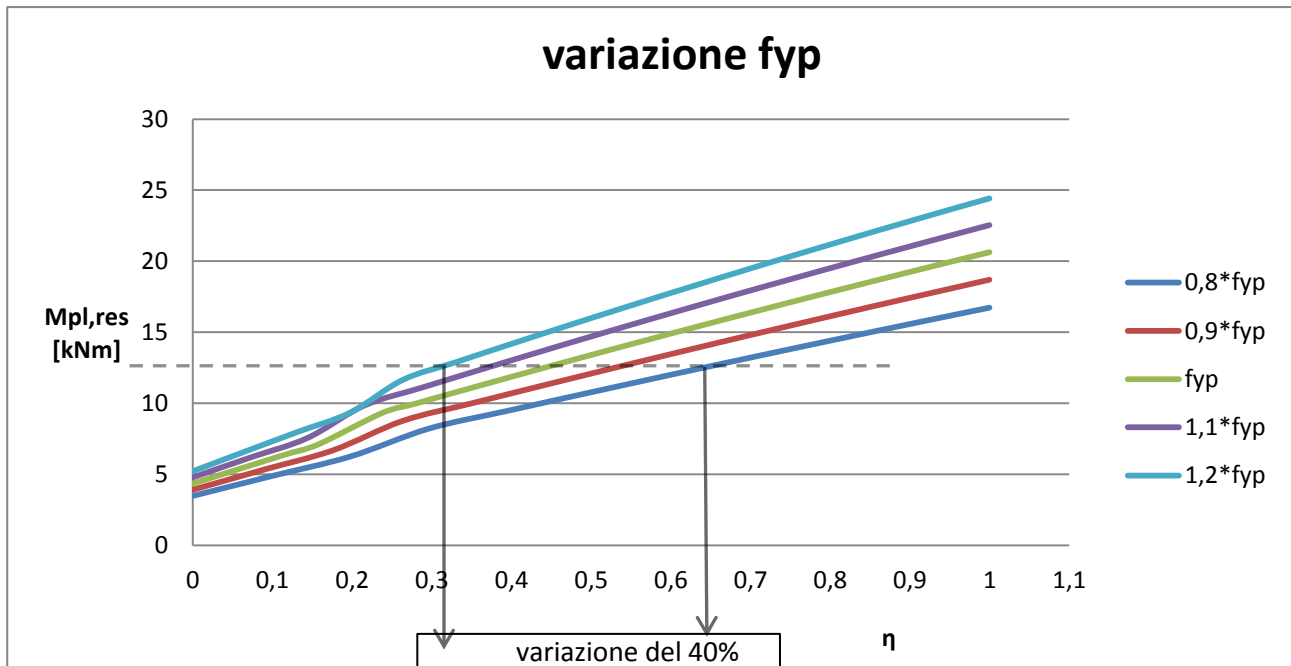


Figura 7.2.12 Variazione del dominio resistente al variare della tensione di snervamento

Nel grafico si è voluta analizzare la variazione del valore rappresentativo della interazione, per un determinato valore di momento ultimo della soletta. Come si può notare dal grafico abbiamo sia un aumento del dominio resistente della soletta ma abbiamo anche una conseguente diminuzione del valore η . Per il nostro esempio infatti abbiamo una riduzione di circa 40 % del coefficiente di interazione.

Possiamo quindi dire che una piccola variazione della tensione di snervamento dell' acciaio porta può portare ad una grande differenza di risultati nel metodo dell' interazione parziale. Come però descritto all' inizio del paragrafo è molto difficile riuscire a stabilire il valore preciso di tensione di snervamento dell' acciaio. Una variazione di η così importante può portare quindi ad una variazione del valore di taglio longitudinale resistente di quasi 10 % : questo impedisce quindi ai progettisti di riuscire a fare, in fase di progettazione, una corretta previsione della resistenza della soletta.

Appare logico quindi ritenere che il valore di resistenza allo snervamento della lamiera dovrebbe essere attentamente valutato e sarebbe opportuno che le norme CNR 10016 e Eurocodice 4 presentassero delle mirate indicazioni a riguardo, al fine di eliminare l'arbitrarietà della scelta della posizione sulla lamiera da cui ricavare il provino da sottoporre alla prova di trazione.

7.3 Considerazione sull'influenza della resistenza del calcestruzzo sulla resistenza della soletta collaborante

In questo paragrafo si vogliono validare le affermazioni date dai ricercatori del passato, come Seleim e Schuster (1985), Luttrell 1987, Daniels (1988), Bode e Sauerborn (1992), che dissero che la resistenza a compressione della soletta non ha una influenza significativa sulla resistenza a taglio della soletta.

Ecco che, per analizzare questo aspetto, si è cercato di capire come, una possibile variazione della resistenza a compressione del calcestruzzo, che realizza insieme alla lamiera grecata, la sezione trasversale della soletta, possa influenzare il comportamento globale della soletta. Come parametro di caratterizzazione del comportamento globale della soletta si è scelto il valore del coefficiente di interazione η in quanto è in funzione di questo parametro che si può ricavare il valore del momento resistente ultimo, secondo il metodo della parziale interazione. Si è quindi diagrammato su un grafico l'andamento del valore di η e il corrispondente valore di M ultimo in funzione del valore di f_{cm} che viene fatto variare dal valore sperimentale effettivo (misurato attraverso prove di compressione di cubi di calcestruzzo prelevati dal getto della soletta dei prototipi) a dei valori percentualmente incrementati o decrementati.

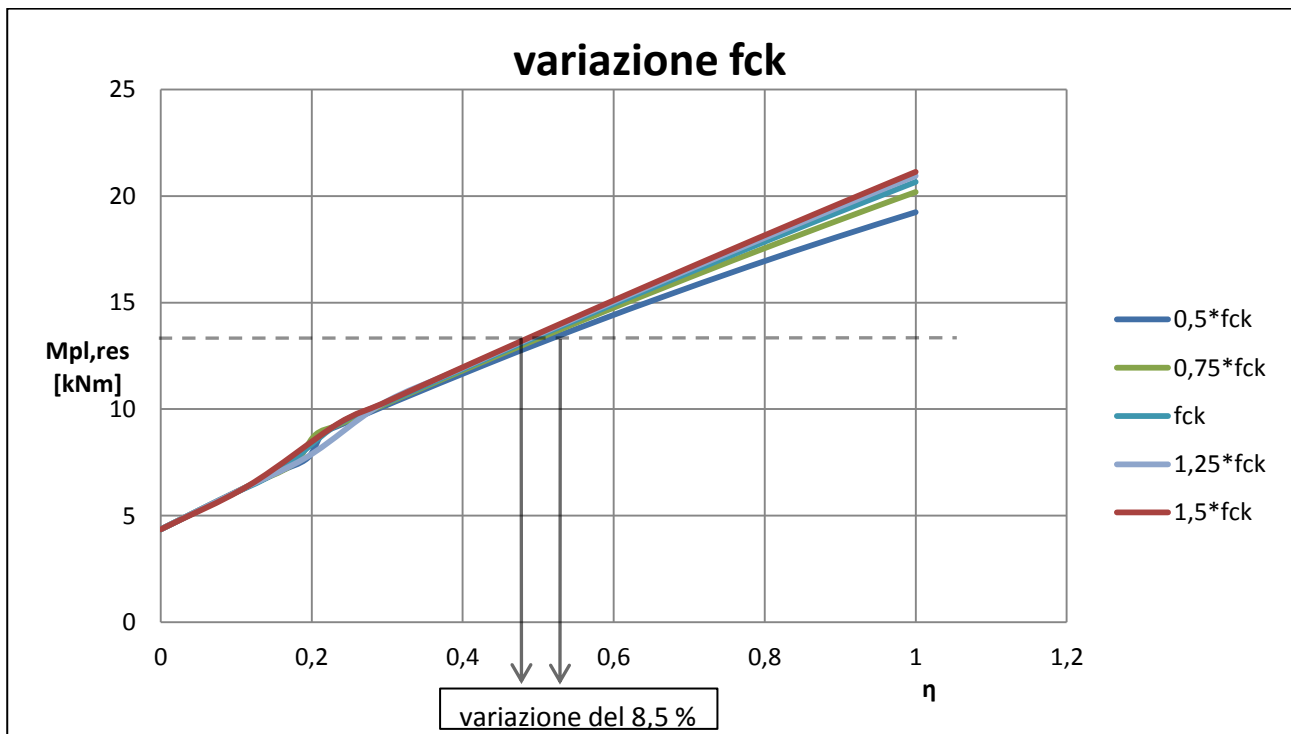


Figura 7.3.1 Variazione del dominio resistente al variare della resistenza del calcestruzzo

Sul grafico di figura 7.3.1 si possono fare alcune considerazioni. È evidente come all'aumentare resistenza a compressione del calcestruzzo, partendo da un valore pari a 0,5 fcm fino ad un valore

pari a 1,5 fcm, ossia dando una percentuale di variazione di 50%, il valore del coefficiente di interazione η , a parità di momento ultimo sperimentale misurato durante la prova, varia molto poco. In particolare, la variazione è praticamente nulla per valori del momento plastico al di sotto di una certa soglia, di circa 8 kNm; questo è dovuto al fatto che per valori bassi del coefficiente η , ossia quando il calcestruzzo e la lamiera collaborano molto poco tra di loro a causa della bassa interazione tra i due materiali, il momento plastico della soletta è comandato principalmente dalla resistenza della sola lamiera grecata.

Per valori più alti del momento plastico la variazione si fa più accentuata e si osserva una diminuzione del valore di η in corrispondenza di un aumento della resistenza a compressione del calcestruzzo.

Comunque la variazione del valore di η , dovuta a una percentuale di variazione di $\pm 50\%$ del valore sperimentale della resistenza a compressione del calcestruzzo, in corrispondenza di alti valori di momento flettente ultimo, pari circa a 13,5 kNm è di circa 8,5% il che dimostra che effettivamente la resistenza a compressione del calcestruzzo non ha una influenza significativa sulla resistenza a taglio della soletta.

Questo aspetto può essere spiegato dal fatto che raramente (durante la sperimentazione condotta in questa tesi non si è mai verificato) la rottura avviene a causa della crisi del calcestruzzo. Nella quasi totalità dei casi, infatti, la rottura della soletta avviene per la fessurazione a trazione del calcestruzzo una volta avvenuto il distacco della lamiera grecata.

7.4 Considerazione sull'influenza della altezza totale della soletta sulla resistenza della soletta collaborante

Quest' ultimo confronto nasce dall' osservazione dell' andamento dei domini resistenti delle solette 55 della ditta D ed E.

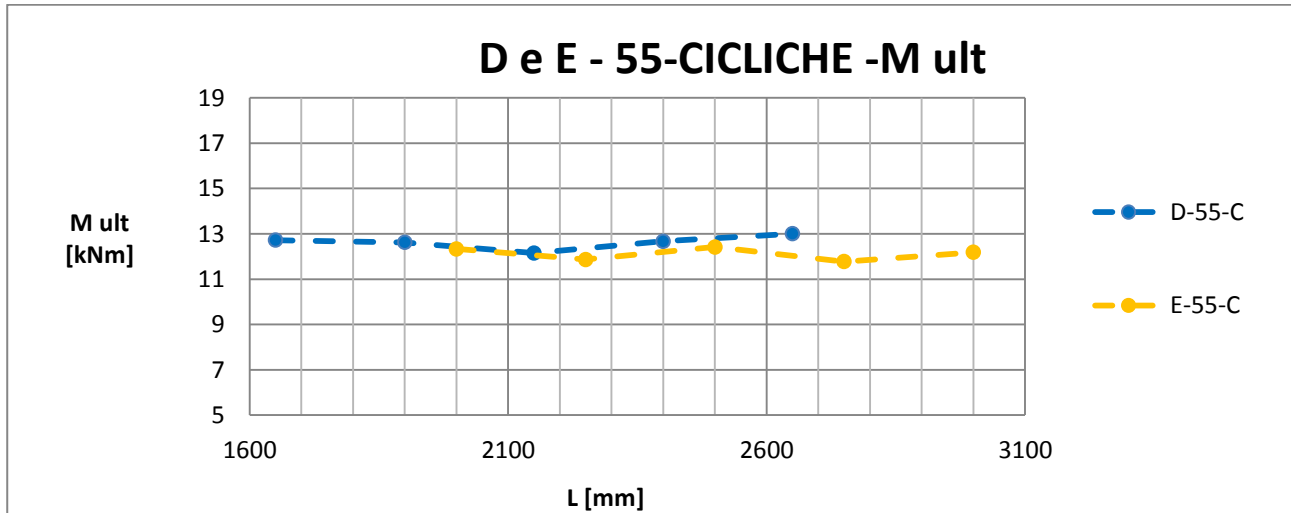


Figura 7.4.1 Confronto tra i momenti ultimi – ditte D ed E – prove cicliche

Come si può notare dal grafico dei momenti ultimi in funzione della lunghezza, le due tipologie di solette hanno un momento ultimo resistente ultimo molto simile. Nella tabella sottostante sono riportati i principali parametri delle due solette dai quali si evince che l' unica caratteristica differente tra le due solette è l' altezza totale, di circa 30 cm (sono un po' differenti i valori dell' area della lamiera e della resistenza dell' acciaio, ma come si nota sotto il loro prodotto è praticamente identico).

ditta	D	E	
Ap	719,87	654,1	mm ²
b	661,8	665,75	mm
ht	148,6	122,69	mm
hlam	55	55	mm
fyp	298,55	327,5	Mpa
Ap*fyp	214,9172	214,2178	kN

Tabella 7.4.1 Parametri delle solette delle ditte D ed E - 55

Costruendo quindi il dominio resistente con il metodo dell' interazione parziale, si nota che le due solette, a parità di momento ultimo, hanno un valore di interazione che differisce di circa il 17%.

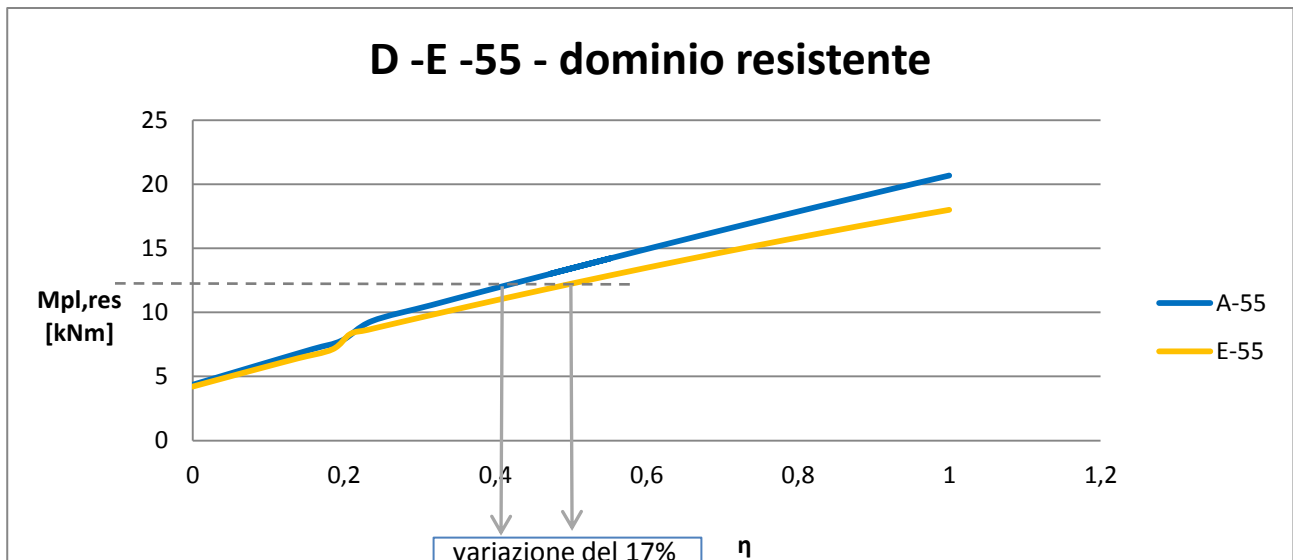


Figura 7.4.2 Confronto tra i domini resistenti – ditte D ed E - 55

Quindi si è deciso di costruire vari domini resistenti in funzione dell’ altezza totale della soletta. In questo modo è possibile notare come l’ altezza totale della soletta influisca non poco sul grado di interazione tra i due materiali. Si sono costruiti 4 domini con l’ altezza totale della soletta che varia da 120 mm a 150 mm.

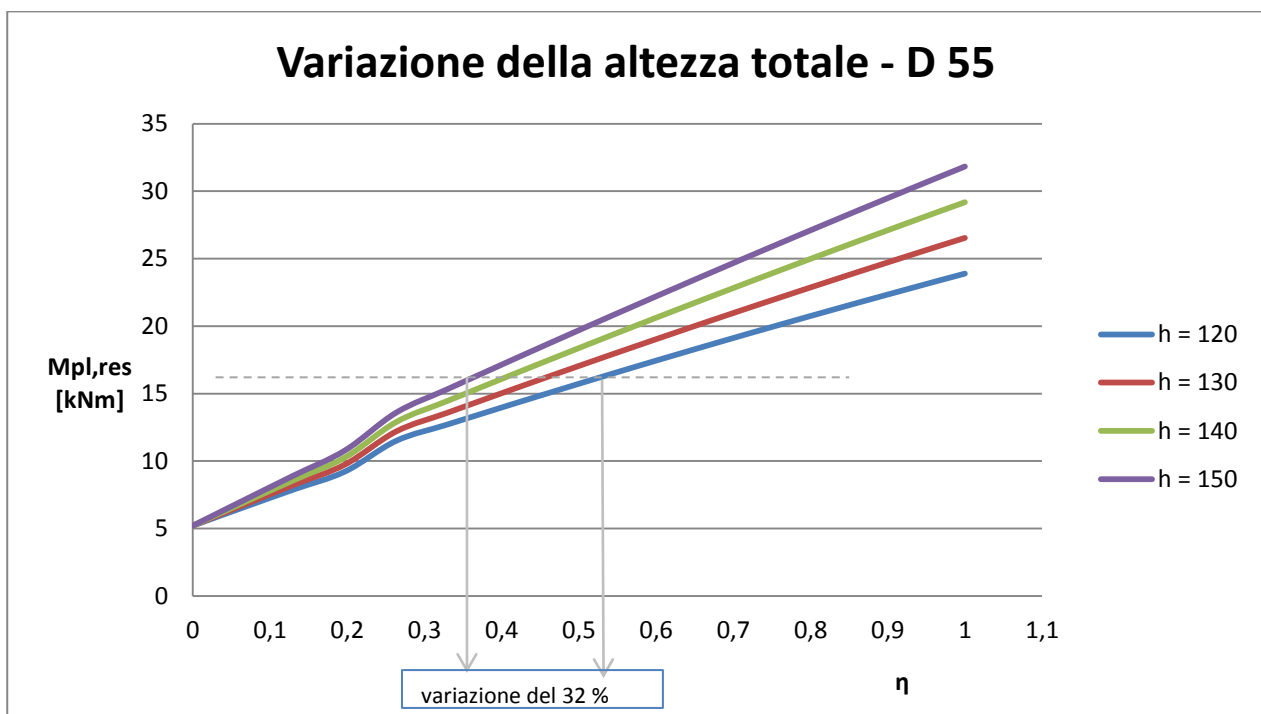


Figura 7.4.3 Confronto tra i domini resistenti della ditta D al variare dell’ altezza totale della soletta

Dai risultati ottenuti si può quindi notare che la variazione massima di grado di interazione per pari momento ultimo resistente, è di circa il 32%.

7.5 Considerazione sul meccanismo di aderenza

In questo ultimo paragrafo dell' elaborato si effettueranno confronti tra i domini resistenti delle solette e i rispettivi valori di influenza e di taglio longitudinale resistente. Per poter confrontare tra loro i vari domini resistenti bisogna innanzitutto tenere conto delle differenze di larghezza tra le varie solette: procederemo quindi analizzando una sola onda per soletta. Questa operazione risulta facile per le solette con lamiera alta 55 mm, poiché tutte queste solette presentano una larghezza della singola onda standard, pari a circa 150 mm.

Solette 55

Come detto in precedenza, le solette 55 presentano una larghezza della singola onda pari per tutte le ditte, permettendo quindi un confronto più facilitato. Lo scopo di questo confronto è quello analizzare le differenze fra le caratteristiche geometriche delle varie lamiere: quindi faremo una media tra tutte le caratteristiche della soletta che non dipendono dalla geometria della lamiera (altezza totale della soletta, resistenza dei due materiale) e lasceremo inalterate l' area della lamiera e i valori dei baricentrici elastici e plastici della stessa.

Nelle tabelle a seguire sono inseriti in una i parametri medi comuni, mentre nella seconda i parametri che differenziano le varie solette.

Area singolo pezzo media		
h lamiera	55	mm
fyp medio	317,5625	Mpa
fck medio	27,74	Mpa
h media	131,9	mm
b onda	150	mm

Tabella 7.5.1 Parametri comuni per il confronto sui domini resistenti –55

ditta	A	B	C	D	E	
Ap	151,55	172,23	153,676	179,96	163,5	mm ²
e	22,11	23,67	16,94	24,15	27,85	mm
ep	21,8	21,51	20,48	19,5	27,504	mm
dp	110,1	110,39	111,42	112,4	104,396	mm
Wel 1 onda	3135	3127,9	2809	3413,5	3377	mm ³ /onda
Rp,Rd	48126,6	54693,79	48801,73	57148,55	51921,47	kN
Mrd,p	0,948151	0,946004	0,849555	1,032381	1,021341	kNm

Di seguito quindi vengono riportati all' interno del grafico i domini resistenti delle 5 solette.

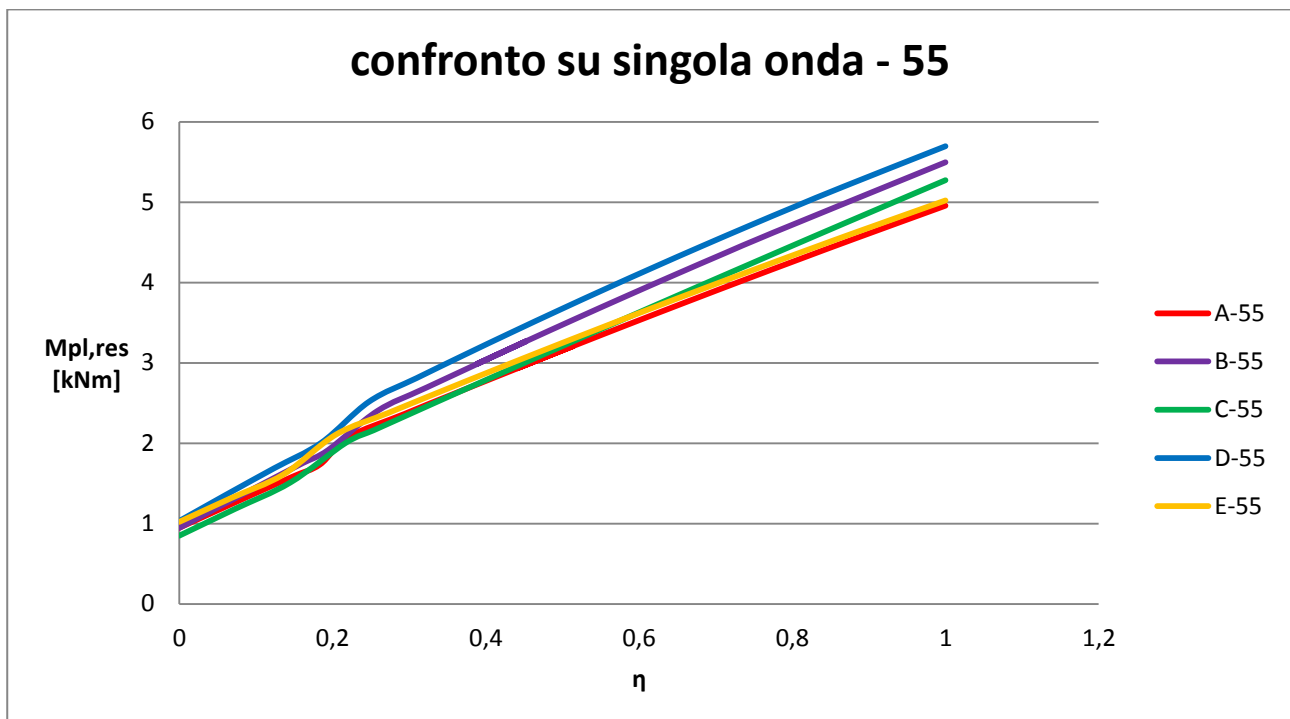


Figura 7.5.1 Confronto tra i domini resistenti - onda singola – 55

Innanzitutto si può notare come l' area della lamiera è il parametro che più di tutti influisce sulla costruzione del dominio resistente. Però, per fare una corretta analisi del meccanismo di aderenza è necessario affiancare a questo grafico, i valori medi di grado di interazione e del taglio longitudinale.

ditta A		ditta B		ditta C		ditta D		ditta E	
η	τu	η	τu	η	τu	η	τu	η	τu
0,551	0,225	0,270	0,142	0,484	0,218	0,400	0,225	0,560	0,271

Tabella 7.5.3 Confronto tra i valori medi di grado di interazione e taglio longitudinale - 55

Analizzando insieme il grafico e la tabella si può notare che all'abbassarsi del dominio resistente, si ha un innalzamento del grado di interazione delle solette. In base a questi risultati possiamo affermare che i meccanismi di interazione migliori sono quelli delle ditte A ed E. Alla luce delle norme vigenti, però, è molto difficile riuscire a determinare quali parametri influiscono maggiormente l'interazione delle solette composte. All'interno delle normative infatti non vi sono riferimenti sulla geometria o sul passo delle bugnature. Questa assenza non permette quindi in fase di progettazione di capre con calcoli preliminari quale sarà la resistenza a tagli longitudinale della soletta.

Capitolo 8: CONCLUSIONI E INDICAZIONI PER LE FUTURE RICERCHE

L' utilizzo dei solai composti, per quanto riguarda l' Italia, si è sviluppato da pochi decenni a questa parte. Gli studi che sono stati fatti presso il Politecnico di Milano, con la realizzazione di una vasta gamma di prove, sono tra i pochi che sono stati effettuati nel nostro paese.

Lo studio di questi anni si è concentrato soprattutto sul meccanismo di aderenza delle solette, componente principale di questo tipo di strutture piane. Dai risultati delle prove si evince innanzitutto che la maggior parte delle solette ha un grado di interazione inferiore dell' unità, compreso tra il 20 % e il 60 %. All' interno della CNR 10016, "Appendice D: Valutazione sperimentale della resistenza a taglio longitudinale nelle solette composte", paragrafo §D.2, si prevede che almeno tre prove su sei (numero di provini per una prova completa) abbiano grado di interazione η compreso tra 0,7 e 1. Nel nostro caso tale prescrizione non si è verificata.

Le ditte produttrici stanno infatti tentando di studiare meccanismi capaci di sviluppare una maggiore resistenza a taglio, ma le ultime prove effettuate (dicembre 2010) dimostrano che il grado di interazione è ancora abbastanza basso. Le normative vigenti danno indicazioni per la costruzione dei solai composti, ma non ci sono prescrizioni sulle tipologie di meccanismi di aderenza meccanici tipo le solette con bugnature. Inoltre la necessità di effettuare prove in laboratorio per determinare i parametri caratteristici delle solette, dimostra l'impossibilità di effettuare un previsione analitica sulla resistenza delle stesse.

Alla fine delle 5 serie di prove si può affermare che la rottura delle solette avviene, nella maggior parte dei casi, per il distaccamento della lamiera grecata dalla soletta di calcestruzzo. Innescato il meccanismo di rottura, la parte tesa di calcestruzzo si fessura, portando così al collasso strutturale. Durante l' analisi critica dei risultati con il metodo dell' interazione parziale, si sono ottenuti gradi di interazione compresi tra 0,2 e 0,6. Questo a dimostrazione del fatto che la rottura della soletta avviene per scorrimento longitudinale e mai per rottura a flessione. Sviluppando quindi nuovi meccanismi di aderenza, tali da portare il grado di interazione vicino all' unità, si potrebbe aumentare la capacità portante della soletta di quasi il 50 %.

Durante le prove alcuni campioni sono risultati essere difettosi, per geometria e planarità: è importante in fase di analisi critica tenere conto di queste imperfezioni e di eventuali risultati che possono alterare l' analisi critica. Il difetto di non planarità della soletta viene eliminato in fase di

costruzione è poiché, prima del getto di calcestruzzo, in fase di realizzazione, la soletta viene fissata agli appoggi, garantendo così l'appoggio della lamiera sull'intera sezione prevista.

I due metodi di analisi dei dati sperimentali sono il metodo dell'interazione parziale e quello m-k. In questo elaborato i dati sono stati analizzati attraverso il primo metodo, l'unico previsto dalla normativa italiana. Il metodo m-k è stato utilizzato solo al fine di proporre un confronto tra i due metodi. Mentre il metodo dell'interazione parziale riesce a creare un dominio resistente della soletta, il quello m-k risulta solo essere una analisi statistica dei risultati ottenuti.

Infatti dal confronto tra i due metodi risulta che il metodo m-k comporta un margine di errore inferiore rispetto a quello dell'interazione parziale.

Il dominio costruito attraverso il metodo dell'interazione parziale però risulta essere un buon strumento di previsione e in tutti i casi si è riscontrato che il dominio resistente è sempre a favore di sicurezza, infatti il momento resistente stimato teoricamente risulta sempre inferiore a quello ottenuto durante le prove.

Nell'ultima parte dell'elaborato infine, è stata proposta un'analisi critica dei risultati ottenuti con il metodo dell'interazione parziale. L'aspetto più importante di questa analisi critica è quello che riguarda la determinazione della tensione di snervamento dell'acciaio. La lavorazione a freddo della lamiera porta a valori di tensione di snervamento variabili sulla sezione trasversale della lamiera. La variazione di questo parametro porta delle difficoltà durante il calcolo del grado di interazione della soletta, poiché, come abbiamo visto nel paragrafo, una variazione della tensione di snervamento dell'acciaio comporta una notevole variazione del grado di interazione. Sarebbe quindi importante, all'interno delle normative, trattare questa problematica: sarebbe utile, all'interno delle stesse, indicare la zona della lamiera dalla quale estrarre il provino per determinare la tensione di snervamento dell'acciaio.

Per quanto riguarda la resistenza del calcestruzzo non vi sono indicazioni particolari dato la scarsa influenza di questo parametro.

La normativa prevede un'altezza minima di calcestruzzo sopra la lamiera grecata; dai confronti effettuati nell'elaborato si può dedurre che l'altezza totale della soletta influenza il grado di interazione. Potrebbero essere inseriti, quindi, all'interno delle normative, anche limiti superiori per questo parametro.

BIBLIOGRAFIA

Claudio Bernuzzi. Progettazione di Strutture Miste Acciaio-Calcestruzzo. Capitolo 5 – Le solette Miste.

Claudio Bernuzzi e Ing. Luigi Nusiner. (2005). “Sul dimensionamento di Solette composte in Acciaio e Calcestruzzo,” *Atti del XX Congresso C.T.A.*

ASTM E8-00b (2001). Standard Test Methods for Tension Testing of Metallic Materials, West Conshohocken, PA.

ASTM C39-96 (2001). Standard Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens, West Conshohocken, PA.

Bode, H. and Sauerborn, I. (1992). “Modern Design Concept for Composite Slabs with Ductile Behaviour,” *Proceedings of an Engineering Foundation Conference on Composite Construction in Steel and Concrete II*, ASCE, June, pp. 125-141.

Bode, H. and Dauwel, T., (1999). “Steel-Concrete Composite Slabs – Design Based on Partial Connection,” *Steel and Composite Structures International Conference Proceedings*, Deft, Netherlands, pp. 2.1-2.10.

Calixto, J. M., Lavall, A. C., Pimenta, R. J., and Monteiro, R. C. (1998). “Behaviour and Strength of Composite Slabs with Ribbed Decking,” *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier Science Ltd, Vol. 46, No. 1-3, Paper No. 110.

Crisinel, M., Guignard, P., and Schumacher, A. (1999). “Steel-Concrete Composite Slabs. Progress Report ECCA TWG 7.6,” – *Steel and Composite Structures International Conference Proceedings*, Deft, Netherlands, pp. 1.1-1.10.

Daniels, B. and Crisinel, M. (1988). "Composite Slabs with Profiled Sheeting," *Proceedings of an Engineering Foundation Conference on Composite Construction in Steel and Concrete*, ASCE, pp. 656-662.

Daniels, B. and Crisinel, M. (1993a). "Composite Slab Behaviour and Strength Analysis. Part I: Calculation Procedure," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 119, No. 1-4, pp. 16-35.

Daniels, B. and Crisinel, M. (1993b). "Composite Slab Behaviour and Strength Analysis. Part II: Comparisons with Test Results and Parametric Analysis," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 119, No. 1-4, pp. 36-49.

Easterling, W. S., and Young, C. Y. (1992). "Strength of Composite Slabs," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 118, pp. 2370-2389.

Eurocode 3 (September 2005) - Design of steel structures – Part 1-3: General rules – Supplementary rules for cold-formed members and sheeting. ENV 1993-1-3.

Eurocode 3 (September 2005) - Design of steel structures – Part 1-5: Plated structural elements. ENV 1993-1-5.

Eurocode 4 (January 2004) - Design of composite steel and concrete structures – Part 1.1; General rules and rules for buildings. ENV 1994-1-1.

CNR 10016 – Bollettino Ufficiale – Norme tecniche - Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni. Anno XXXIV – N.194

Heager, R. B., Luttrell, L. D., and Easterling, W. S. (1992). "The Steel Deck Institute Method for Composite Slab Design," *Proceedings of an Engineering Foundation Conference on Composite Construction in Steel and Concrete II*, ASCE, June, pp.287-303.

Jolly, C. and Zubair, A. (1987). "The Efficiency of Shear-Bond Interlock Between Profiled Steel Sheeting and Concrete," *Composite Steel Structures – Advances, Design and Construction*, Elsevier Science Publishing Co., Inc., pp. 127-136.

Kitoh, H. and Sonoda, K. (1996). "Bond Characteristics of Embossed Steel Elements," *Proceedings of and Engineering Foundation Conference on Composite Construction in Steel and Concrete III*, ASCE, pp. 909-918.

P. Giorgio Malerba, "La modellazione delle strutture da ponte," *Modellazione degli impalcati dei ponti con piastre ortotrope e con graticci di travi*, Ponti e viadotti: concezione, progetto, analisi e gestione, pp. 323-334.

Luttrell, L. D. and Davison, J. H. (1973). "Composite Slabs with Steel Deck Panels," *Proceedings of the Second International Speciality Conference on Cold-Formed Steel Structures*, University of Missouri-Rolla, pp. 573-603.

Luttrell, L. D. and Prassanan, S. (1984). "Strenght Formulation for Composite Slabs," *Proceedings of the Seventh International Speciality Conference on Cold-Formed Steel Structures*, University of Missouri-Rolla, pp. 573-603.

Luttrell, L. D. (1987). "Flexural Strength of Composite Slabs," *Composite Steel Structures – Advances, Design and Construction*, Elsevier Science Publishing Co., Inc., pp.106-116.

Makelainen, P. and Sun, Y. (1998). "Development of a New Profiled Steel Sheeting for Composite Slabs," *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier Science Ltd, Vol. 46, No. 1-3, Paper No. 240.

Ong, K. C. G and Mansu, M. A. (1986). "Shear-Bond Capacity of Composite Slabs made with Profiled Sheeting," *The international Journal of cement Composites and Lightweight Concrete*, Vol. 8, No. 4, pp. 231-237.

Patrick, M. (1990) "The Slip Block Test-Experience with Some Overseas Profiles (Part A)," Melbourne, Australia.

Patrick, M., Bridge, R. (1988). "Behavior of Australian Composite Slabs," *Proceedings of and Engineering Foundation Conference on Composite Construction in Steel and Concrete*, ASCE, pp. 663-679.

Patrick, M., Bridge, R. (1990). "Partial Shear Connection Design of Composite Slabs"

Patrick, M. (1994). "Shear Connection Performance of Profiled Steel Sheeting in Composite Slabs," Doctoral Thesis, University of Sydney, School of Civil and Mining Engineering.

Porter, M. and Ekberg, C. (1975). "Design Recommendations for Steel Deck Floor Slabs," *Proceedings of the Third International Speciality Conference on Cold-Formed Steel Structures*, University of Missouri-Rolla, pp. 761-791.

Porter, M. and Ekberg, C. (1976). "Design Recommendations for Steel Deck Floor Slabs," *ASCE Journal of the Structural Division*, Vol. 102, pp. 2121-2136.

Sabnis, G. (1979). *Handbook of Composite Construction Engineering*, Littleton Educational Publishing.

Schumacher, A., Laane, A, Crisinel, M. (2000). "Development of a New Design Approach for Composite Slabs," *Proceedings of and Engineering Foundation Conference on Composite Construction in Steel and Concrete IV*, ASCE, Vol. 1, pp. 1-12.

Schuurman, R. G. and Stark, J. W. B. (1996). "Longitudinal Shear Resistance of Composite Slabs – To a Better Understanding of Physical Behaviour," *Proceedings of and Engineering Foundation Conference on Composite Construction in Steel and Concrete III*, ASCE, pp. 89-103.

Schuurman, R. G. and Stark, J. W. B. (2000). "Longitudinal Shear Resistance of Composite Slabs – A New Model," *Proceedings of and Engineering Foundation Conference on Composite Construction in Steel and Concrete IV*, ASCE, Vol. 1, pp. 1-10.

Seleim, S. (1979). *Ultimate Shear-Bond Capacity of Composite Steel Deck Concrete Slabs*, M. A. Sc. Thesis, University of Waterloo, Waterloo, Ont.

Seleim, S. and Schuster, R. (1985). "Shear-Bond Resistance of Composite Deck-Slabs," *Canadian Journal of Civil Engineering*, National Research Council of Canada, Vol. 12, pp. 316-324.

Schuster, R. M. (1970). *Strength and Behaviour of Cold-Rolled Steel-Deck Reinforced Concrete Floor Slabs*, Ph. D. Thesis, Iowa State University, Ames, IA.

Schuster, R. M. (1972). "Composite Steel-Deck-Reinforced Concrete Systems Failing in Shear-Bond," *Preliminary Report, Ninth Congress of the International Association for Bridge and Structural Engineering*, Zurich, Switzerland, pp. 185-191.

Standard for the Structural Design of Composite Slabs (1992). Steel Deck with Concrete Standards Committee of Management Group F, Codes and Standards, ASCE, 345 East 47th Street, New York, NY 10017-2398.

Stark, J. W. B. (1978). "Design of Composite Floors with Profiled Steel Sheet," *Fourth Speciality Conference on Cold-Formed Steel Structures*, University of Missouri-Rolla, pp. 893-922.

Stark, J. W. B. (1991). "Design of Composite Steel-Concrete Structures According to Eurocode 4," *Proceedings of the International Conference on Steel and Aluminum Structures*, ICSAS 91, Singapore, pp. 23-29.

Thenhovuori, A. Karkkainen, K., and Kanerva, P. (1996). "Parameters and Definitions for Classifying the Behaviour of the Composite Slabs," *Proceedings of and Engineering Foundation Conference on Composite Construction in Steel and Concrete III*, ASCE, pp. 752-765.

Thenhovuori, A. I. and Leskela, M. V. (1988). "Longitudinal Shear Resistance of Composite Slabs," *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier Science Ltd, Vol. 46, No. 1-3. Paper No. 319.

Terry, A. (1994). *The Effects of Typical Construction Details on the Strength of Composite Slabs*, M. S. Thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Virginia.

Veljkovic, M. (1994a). "Sheeting-Concrete Interaction Performance in the Composite Floor Slab," *Nordic Concrete Research*, pp. 18.

Veljkovic, M. (1994b). "3D Nonlinear Analysis of composite Slab," DIANA Computational Mechanics '94. Eds.: G. M. A. Kusters, M. A. N, Hendrinks, pp. 394-404.

Veljkovic, M. (1994a). "An Improved Partial Connection Method for Composite Slab Design," *Proceedings of and Engineering Foundation Conference on Composite Construction in Steel and Concrete III*, ASCE, pp. 644-659.

Veljkovic, M. (1994a). "Behaviour and Design of Shallow Composite Slabs," *Proceedings of and Engineering Foundation Conference on Composite Construction in Steel and Concrete IV*, ASCE, Vol. 1, pp. 1-12.

Widjaja, B. (1997). *Analysis and Design of Steel Deck-Concrete Composite Slabs*, PhD Thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Virginia.

Wright, H. D. and Essawy, M (1996). "Bond in Thin Gauge Steel Concrete Composite Structures," *Proceedings of and Engineering Foundation Conference on Composite Construction in Steel and Concrete III*, ASCE, pp. 630-643.

Grace Shen (2001). *Performance evaluation of new corrugated-type embossments for composite deck*, Thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University.

T. Milone e G. Weisz (1998). *Solai composti in calcestruzzo e lamiera grecata: progettazione e prove di qualifica*, Tesi, Politecnico di Milano, Facoltà di Ingegneria, Dipartimento Strutture.

P. Napoli e M. Sassone (1998). *Discussione critica dei metodi "m - k" e della Parziale Interazione nelle solette composte*, III Workshop Italiano sulle Strutture Composte, Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni, Università degli Studi di Ancona.

M. Mazzolani e R. Landolfo (1988). *Il comportamento strutturale delle lamiere grecate di terza generazione*, Istituto di Tecnica delle Costruzioni, Facoltà di Ingegneria dell' Università degli Studi di Napoli.

M. Mazzolani e R. Landolfo (1989). *Indagine sperimentale su lamiere grecate tipo TRP 200*, Istituto di Tecnica delle Costruzioni, Facoltà di Ingegneria dell' Università degli Studi di Napoli.

M. Mazzolani e R. Landolfo (1990). *Sistemi misti acciaio-calcestruzzo con l'impiego di lamiere grecate di terza generazione: indagine sperimentale*, Istituto di Tecnica delle Costruzioni, Facoltà di Ingegneria dell'Università degli Studi di Napoli.

M. Mazzolani e R. Landolfo (2000). *Le solette composte acciaio-calcestruzzo: comportamento sperimentale, modelli teorici, criteri normativi*, Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Politecnico di Torino.