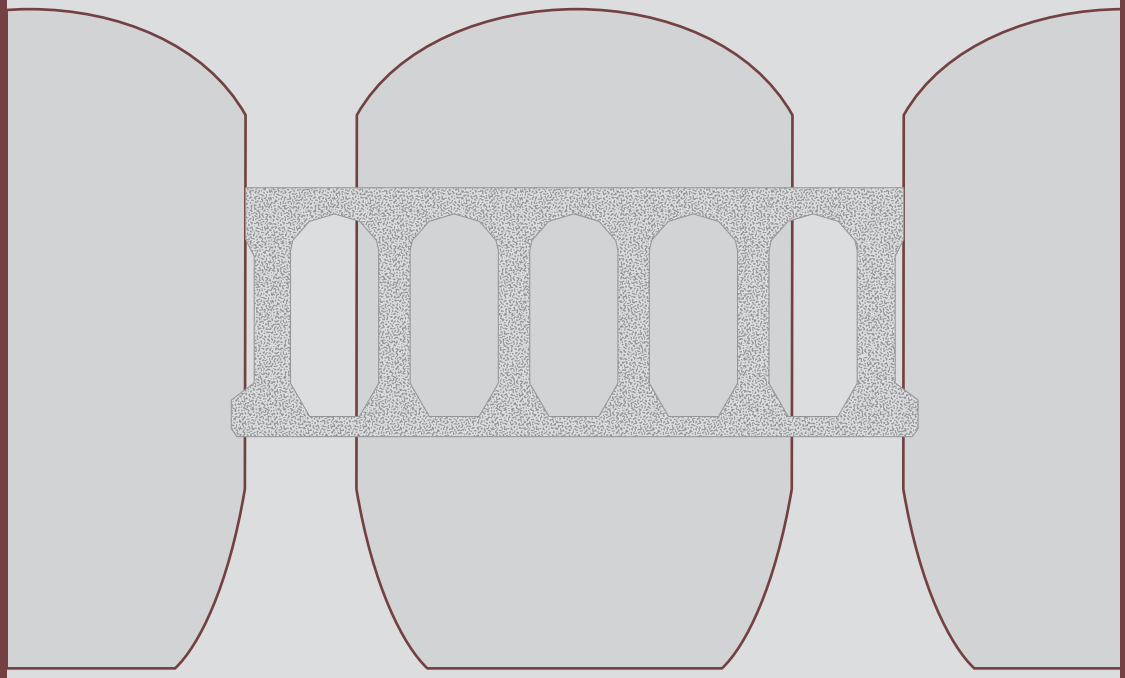
# Il Solaio Alveolare
# Progettazione e Impieghi



ASSAP
solai alveolari

Associazione Produttori di Solai Alveolari Precompressi

# Il Solaio Alveolare
# Progettazione e Impieghi

Manuale ASSAP

2ª Edizione

Aggiornata e più estesa

ASSAP
solai alveolari

Associazione Produttori di Solai Alveolari Precompressi

# ASSAP

**ASSAP - Associazione Produttori di Solai Alveolari Precompressi**
Sede: via Castelletto, 5 - 37050 Belfiore (Verona)
Tel. 0039 045 8780533 – Fax 0039 045 8780544
E-mail: assap@assapsolai.it - Web Site: www.assapsolai.it

# ELENCO DEI SOCI ASSAP
## Giugno 2002

**CENTRO ITALIA PREFABBRICATI S.r.l.**
Via Campo di Marte,14-H
06124 Perugia
Tel. ++39.075.5002743
Fax ++39.075.50003285

**EDILGORI PRECOMPRESSI S.r.l.**
Via del Maglio, 10
05100 Terni
Tel. ++39.0761.402196
Fax ++39.0761.402197

**E.P. EDILIZIA PREFABBRICATA S.r.l.**
Via Campobello, 10
00040 Pomezia (Roma)
Tel. ++39.06.9120256
Fax ++39.06.91603111

**ESSE SOLAI S.r.l.**
Strada delle Fornaci, 13
36031 Vivaro Dueville (Vicenza)
Tel. ++39.0444.985481
Fax ++39.0444.986558

**EUROPREFABBRICATI S.r.l.**
Zona Ind. di Castelnuovo Vomano
64020 Castellalto (Teramo)
Tel. ++39.0861.57737
Fax ++39.0861.507063

**GIULIANE SOLAI S.r.l.**
Via della Fornace, 16 - Loc. Mortesins
33050 Ruda (Udine)
Tel. ++39.0431.99588/9
Fax ++39.0431.999990

**HORMIPRESA S.A.**
Ctra. de Igualada s/n
S-43420 Sta. Coloma De Queralt
(Terragona) - España
Tel. ++34.977.880124
Fax ++34.977.880534

**IAPITER S.r.l.**
Via Campo di Fiume, 14
83030 Montefredane (Avellino)
Tel. ++39.0825.607168
Fax ++39.0825.607041

**I.CI.ENNE S.r.l.**
Via B. da Montefeltro, 28/d
52100 Arezzo
Tel. ++39.0575.24288
Fax ++39.0575.22860

**IMMOBILIARE CENTRO NORD S.p.A.**
Via Castelletto, 5
37050 Belfiore (Verona)
Tel. ++39.045.8780533
Fax ++39.045.8780544

**IN.PR.EDI.L. S.r.l.**
Via 2 Giugno, 51-a
13063 Masserano (Biella)
Tel. ++39.015.99120
Fax ++39.015.99474

**LATERIZI FAUCI S.p.A.**
Contrada Bordea
92019 Sciacca (Agrigento)
Tel. ++39.0925.26122
Fax ++39.0925.26931

**MARCHETTI & MORANDI S.a.s.**
Via Camporcioni, 58
51019 Ponte Buggianese (Pistoia)
Tel. ++39.0572.635367
Fax ++39.0572.635369

**PAVICENTRO S.A.**
Apartado 2
38015-501 Eixo (Aveiro) - Portugal
Tel. 00351.234920200
Fax 00351.234920201

**PRECOMPRESSI CENTRO NORD S.p.A.**
Via Mulino Vecchio
28065 Cerano (Novara)
Tel. ++39.0321.726873
Fax ++39.0321.728026

**PREFABBRICATI DIGNANI S.a.s.**
Via S. Egidio, 5-A
62010 Montecassiano (Macerata)
Tel. ++39.0733.599427
Fax ++39.0733.599087

**PRETENSADOS INDUSTRIALES S.A.**
Av. Charles De Gaulle: Ave Hipica
Santo Domingo - Rep. Dominicana
Tel. 001.809.7661151
Fax 001.809.7661154

**RDB S.p.A.**
Via dell'Edilizia, 1
29010 Pontenure (Piacenza)
Tel. ++39.0523.5181
Fax ++39.0523.518270

**S.G.C. S.r.l.**
Contrada Baronia
74021 S. Giorgio Jonico (Taranto)
Tel. ++39.099.5926815
Fax ++39.099.5916739

## Comitato di Redazione

**Gennaro Capuano – Università Federico II di Napoli**

**Bruno Della Bella – Precompressi Centro Nord S.p.A. Novara**

**Giorgio Della Bella – Immobiliare Centro Nord S.p.A. Verona**

**Pierluigi Ghittoni – Professionista in Piacenza**

**Piercarlo Morandi – Marchetti & Morandi S.a.s. Pistoia**

## Revisione della 2ª Edizione

**Bruno Della Bella e Giorgio Della Bella**

**ASSAP - Associazione Produttori di Solai Alveolari Precompressi**
**Sede: Via Castelletto, 5 – 37050 Belfiore d'Adige (Verona)**
**Telefono 045.8780533 – Fax 045.8780544**
**E-mail: assap@assapsolai.it - Web Site: www.assapsolai.it**

**Seconda Edizione Anno 2002**
**Pubblicata da OFFSET PRINT VENETA - Verona - Italia**
**Tutti i diritti, inclusa la traduzione, sono riservati agli Associati ASSAP**

# ASSAP

## L'ASSOCIAZIONE PRODUTTORI DI SOLAI ALVEOLARI PRECOMPRESSI

*"Associazione senza scopo di lucro che si propone la promozione del solaio alveolare precompresso, la tutela e la difesa dei legittimi interessi dei produttori associati" (dall'art. 2 dello Statuto).*
*"Gli associati, all'atto dell'ammissione, si obbligano ad orientare la strategia aziendale nell'ottica della Qualità e a rispettare i criteri tecnico-deontologici stabiliti dall'Associazione" (dall'art. 4 dello Statuto).*

L'ASSAP si è costituita nel giugno 1982 in Ponte Taro (Parma) con la partecipazione di quasi la metà dei produttori allora presenti sul mercato italiano per il preciso fine di creare cultura ed arricchire il prestigio del solaio alveolare precompresso.
Gli aderenti all'ASSAP, in ordine alfabetico, sono le seguenti ditte alcune delle quali (in corsivo) non esistono più o sono uscite dall'Associazione per cessata produzione di solai alveolari:
*ANTARES* di Frosinone, *BONETTI* Prefabbricati di Castenedolo (BS), *CEMENTEDILE* di Lauriano Po (TO), CENTRO ITALIA PREFABBRICATI di Frosinone, *CONCARI* Prefabbricati di Parma, DIGNANI Prefabbricati di Montecassiano (MC), *EDILCEMENTO* di Gubbio (PG), EDILGORI Precompressi di Terni, E.P. EDILIZIA PREFABBRICATA di Pomezia (RM), ESSE SOLAI di Dueville (VI), EUROPREFABBRICATI di Castellalto (TE), GIULIANE SOLAI di Ruda (UD), HORMIPRESA di Tarragona (Spagna), IAPITER di Avellino, ICIENNE di Arezzo, IMMOBILIARE CENTRO NORD di S. Martino B.A. (VR), INPREDIL di Masserano (BI), *INPREVIB* di Chivasso (TO), LATERIZI FAUCI di Sciacca (AG), MARCHETTI & MORANDI di Ponte Buggianese (PT), *MUBEMI* di Valencia (Spagna), PAVICENTRO di Aveiro (Portogallo), PAVINORTE di Penafiel (Portogallo), PRECOMPRESSI CENTRO NORD di Cerano (NO), *PRECOMPRESSI METAURO* di Calcinelli di Saltara (PE), PRETENSADOS INDUSTRIALES di Santo Domingo (Rep. Dominicana), R.D.B. di Piacenza, S.G.C. di Taranto, *S.I.C.S.* di Lodi, *SUN BLOCK* Kuala Lumpur (Malaysia), *VIBROCEMENTO SARDA* di Cagliari.

Appena costituita, l'ASSAP si è avvalsa della consulenza del prof. Franco Levi del Politecnico di Torino, il quale ha rafforzato con solide basi scientifiche le tecniche progettuali e applicative che i proponenti, appartenenti al Gruppo Centro Nord, avevano già sviluppato per conto loro e divulgato a tutti i consoci ASSAP.

Dall'82 all'86 il laboratorio prove del Politecnico di Torino diretto dal Prof. Pier Giorgio Debernardi si dedicò al controllo sperimentale del vincolo di continuità che si instaura fra solai alveolari su più appoggi mediante armatura lenta, resistente a momento negativo, inserita in opera nelle testate delle lastre appositamente predisposte.

Il secondo impegno fu lo studio del modello meccanico che giustificasse l'inatteso comportamento sperimentale del nodo di continuità fra lastre alveolari in fase fessurativa. In effetti, raggiunti e superati sperimentalmente in laboratorio i momenti di fessurazione positivi e negativi, si notò che queste fenditure non si collegavano mai l'una all'altra, e per questo motivo non determinavano alcun collasso strutturale.

Ebbene, la causa della separazione delle fessure stà nella presenza delle bielle di calcestruzzo compresso (v. Fig. 4.10 al Cap. 4°) che si instaurano alle estremità del sistema arco-tirante e impediscono il loro congiungimento. In tal modo viene impedito il collasso in fase fessurativa.

*Prof. Ing. Franco Levi - Politecnico di Torino*

Grazie a questa grande, rassicurante diagnosi scientifica il Prof. Levi aprì al solaio alveolare in continuità le porte della Normativa Italiana e più tardi, di quella Europea.

Fra le numerose innovazioni applicative introdotte dall'ASSAP c'era anche il collegamento in luce netta fra solai alveolari e travi portanti gettate in opera (v. par.4.4.2 e 4.4.3).
Entro quali termini possono essere garantiti questi collegamenti in assenza di appoggio?

Su questo nuovo fronte di ricerca si è mosso ancora il laboratorio prove del Politecnico di Torino costruendo modelli di travi, sia ribassate che in spessore di solaio, gettate in opera, con ali laterali costituite da lastre alveolari collegate fra loro in continuità ma non appoggiate sulla trave stessa.
L'esito delle prove ha confermato la validità dell'idea progettuale pur con i limiti e le cautele dettate dal Prof. Levi. (v. par. 4.4.4.)

L'ultima ricerca sulle tensioni di "spalling" (v. par. 3.5.2) occupò ben tre anni di lavoro. Se nelle normali travi precompresse le tensioni nelle nervature di testata vengono assorbite dalla specifica staffatura, nelle lastre alveolari esse devono essere contrastate dalla resistenza a trazione del solo calcestruzzo.
Le tensioni di "spalling" devono essere inoltre particolarmente contenute se il solaio alveolare viene inserito in luce netta fra strutture portanti gettate in opera.

Il presente "manuale" costituisce Documento di Autoregolamentazione per le aziende produttrici di solai alveolari precompressi associate all'ASSAP, è lo strumento che compendia le conoscenze acquisite dall'ASSAP attraverso le ricerche e gli studi specifici e che ha fornito alle aziende associate quel know-how necessario non solo per produrre ma anche per progettare solai alveolari su innovative e corrette basi tecnologico-scientifiche.

Si informa che si trova attualmente in fase di redazione un volume di approfondimento scientifico del presente "manuale" dedicato agli argomenti più specifici della progettazione e del calcolo dei solai alveolari.

# PREFAZIONE

Dopo 30 anni di lavoro continuo e anche appassionato in un campo specifico della prefabbricazione è inevitabile che un tecnico diventi, senza accorgersene, uno specialista di quel settore e possa trovare talmente ovvio ciò che conosce bene da anni da meravigliarsi se altri colleghi dello stesso settore non dimostrano altrettanta padronanza della materia a lui così congeniale.
Nel nostro caso, ai tecnici del comitato che costituisce il nucleo promotore dell'associazione ASSAP, è capitato troppo spesso di rimanere perplessi per le inesattezze e per i comportamenti di taluni produttori e di molti progettisti nel campo specifico della produzione e della applicazione dei solai alveolari.
Per questi motivi, fin dagli anni '80, si è pensato in sede ASSAP di scrivere un "manuale" atto a divulgare i princìpi della corretta progettazione e applicazione di questo componente, universalmente conosciuto, ma a volte non altrettanto apprezzato proprio per qualche preconcetto o qualche errata realizzazione.

La mole di esperienza propria dei tecnici del nostro comitato ASSAP risultò talmente vasta da non poter essere contenuta in un "manuale" di rapida consultazione perché, mentre essa veniva trasferita sulla carta, veniva a costituire un vero e proprio "trattato" con l'ovvia conseguenza di richiedere tempi di redazione molto lunghi e numerose rielaborazioni.
Il libro che il lettore si trova in mano è dunque una raccolta completa, forse anche troppo minuziosa, ma indubbiamente utile, di notizie importanti per una conoscenza approfondita del "Solaio Alveolare" e del suo componente prefabbricato "la lastra alveolare precompressa".

Scopo quindi della presente pubblicazione è di fornire ai Progettisti, ai Produttori ed agli Utilizzatori della struttura uno strumento che li aiuti a risolvere i problemi che si incontrano nell'esercizio professionale, e che debbono essere risolti coniugando le teorie e le normative con un corretto intuito costruttivo che tenga conto delle reali esigenze dei casi pratici.

Durante l'impiego negli anni di questo particolare elemento prefabbricato alcuni progettisti hanno sviluppato parecchie soluzioni progettuali innova-

tive che devono essere ben conosciute perché le particolari caratteristiche prestazionali proprie di questo componente possano venire sfruttate appieno in condizioni di sicurezza strutturale e secondo le regole del buon costruire.

L'ASSAP, Associazione Produttori di Solai Alveolari Precompressi, con la presente pubblicazione, raccogliendo i criteri generali di progettazione ampiamente verificati sperimentalmente, intende fornire ai tecnici un pratico strumento di lavoro valido per tutte le tipologie morfologiche del solaio alveolare, uniformando i metodi di calcolo e le regole pratiche di esecuzione nel rispetto delle normative vigenti sia italiane che europee.

Con notevole dedizione hanno collaborato alla redazione della presente pubblicazione i seguenti Tecnici che si sono meritati la riconoscenza incondizionata dell'ASSAP:

Gennaro Capuano, Bruno Della Bella, Pierluigi Ghittoni, Piercarlo Morandi, Stanislaw Pereswiet-Soltan.
L'ASSAP ringrazia in particolare il Prof. Franco Levi, il Prof. Pier Giorgio Debernardi, il Prof. Crescentino Bosco ed il Prof. Piero Contini di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Torino, e ricorda con riconoscenza e stima il compianto Ing. Renzo Perazzone, i quali fin dal 1982 hanno condotto una cospicua sperimentazione per il controllo di molte formulazioni tecnico-progettuali qui esposte.
Si ringrazia Bruno Della Bella per aver completato il capitolo 5° con il nuovo importante argomento del calcolo delle deformazioni nei solai alveolari.

Una particolare menzione meritano inoltre il Prof. Antonio Migliacci del Politecnico di Milano, per aver formulato su base sperimentale già nel 1967 la teoria della trasmissione trasversale dei carichi concentrati ed il Prof. Marco Menegotto dell'Università La Sapienza di Roma che ha condotto molte indagini sperimentali sui solai in lastre alveolari estruse, con particolare attenzione al comportamento a diaframma.

Verona, settembre 2002

**Giorgio Della Bella**
Presidente ASSAP

# INDICE

SIMBOLOGIA 1

BIBLIOGRAFIA 4

**Capitolo 1° I SOLAI ALVEOLARI** 6

**1.1. Notizie Storiche** 6
**1.2. Generalità** 8
**1.3. Ragioni della scelta del solaio alveolare** 10
**1.4. Normative** 15
1.4.1. Norme italiane 15
1.4.2. Norme europee 19
1.4.3. Documenti internazionali di rilievo 21

**Capitolo 2° LA PRODUZIONE** 23

**2.1. Cenni sulle tecnologie di produzione** 23
**2.2. Geometria delle sezioni** 28
2.2.1. Tipologia dei fori 28
2.2.2. Tipologia del profilo laterale 29
2.2.3. Spessore delle nervature e delle solette 31
2.2.4. Distribuzione e ricoprimento degli acciai di precompressione 32
2.2.5. Esempi di sezioni di lastre alveolari, loro pesi e caratteristiche geometriche 38
**2.3. Modalità di produzione** 40
2.3.1. Fresature alle testate 42
2.3.2. Le guaine per la neutralizzazione dei trefoli 43
2.3.3. Armature supplementari in acciaio lento 44
2.3.4. Gli intagli nelle lastre alveolari 46
2.3.5. Modalità di sollevamento 48
2.3.6. Forature per scarico acque meteoriche 50
2.3.7. Tappi per gli alveoli 51
2.3.8. Dispositivi per livellare le displanarità 52
**2.4. Tolleranze** 54
2.4.1. Tolleranze dimensionali e di montaggio 55

**Capitolo 3° PARTICOLARITÀ STATICHE** 59

**3.1. Generalità** 59
**3.2. Spessore del solaio** 60
**3.3. L'unione a nocciolo** 62
**3.4. Solaio alveolare con cappa superiore** 67
3.4.1. Tensioni tangenziali fra getti in opera e manufatti prefabbricati 68
**3.5. La precompressione** 72
3.5.1. Tensioni di trazione in zona di ancoraggio 74
3.5.2. Il controllo della tensione verticale nelle nervature (spalling) 79
3.5.3. Riduzione della precompressione mediante guaine 88
3.5.4. Il rientro dei trefoli nelle testate 89
**3.6. Prescrizioni e dispositivi per l'appoggio delle lastre alveolari** 92
3.6.1. Lunghezze minime per appoggio semplice definitivo 94
3.6.2. Armatura lenta in zona di ancoraggio a salvaguardia delle trazioni nei pressi degli appoggi 98
3.6.3. La precompressione in zona di ancoraggio a salvaguardia delle trazioni nei pressi degli appoggi 99
**3.7. Incremento della resistenza a taglio dovuto ai getti di completamento** 101

**Capitolo 4° CONNESSIONI E VINCOLI STRUTTURALI** 102

**4.1. I collegamenti e gli incatenamenti** 102
4.1.1. Le connessioni nel solaio alveolare 104
4.1.2. Ancoraggio dell'armatura lenta nella lastra alveolare 107
**4.2. La realizzazione dei vincoli strutturali** 108
4.2.1. Appoggio semplice 109
4.2.2. Continuità fra solai su più appoggi 112
4.2.3. Ridistribuzione dei momenti dovuta alla duttilità del nodo 119
4.2.4. Incastro per mensole 121
**4.3. Il nodo trave-solaio** 123
4.3.1. Premessa 123
4.3.2. Travi prefabbricate a "T" rovescio e ad "L" 126

4.3.3. Travi prefabbricate a "I" 127
4.3.4. Travi semiprefabbricate 129
4.3.5. Travi laminate in acciaio 130
4.3.6. Travi reticolari in acciaio 131

**4.4. Travi gettate in opera** 132
4.4.1. Solaio con appoggio sulla trave 133
4.4.2. Solaio in luce netta senza appoggio sulla trave 135
4.4.3. Trave a piattabanda avente spessore pari al solaio alveolare 137
4.4.4. Verifiche del nodo fra trave gettata in opera e solaio alveolare in luce netta 139

**4.5. Il nodo solaio alveolare-parete portante in c.a.** 159

**4.6. I grandi fori nei solai alveolari** 162

**Capitolo 5° PRINCIPI DI PROGETTAZIONE** 165

**5.1. Generalità** 165
**5.2. Proprietà dei materiali e fattori di sicurezza parziali** 166
5.2.1. Proprietà del calcestruzzo 166
5.2.2. Proprietà dell'acciaio 169

**5.3. Il predimensionamento statico e geometrico** 172
5.3.1. Curve di impiego 172
5.3.2. Limiti di snellezza 174
5.3.3. Metodo analitico di predimensionamento 175
5.3.4. Regole di progetto per solai in continuità o con incastro 177
5.3.5. Il progetto della cappa collaborante 179

**5.4. La ripartizione trasversale dei carichi** 181

**5.5. Il progetto della resistenza al fuoco** 185
5.5.1. Generalità e metodi di calcolo 185
5.5.2. Il metodo tabellare 188
5.5.3. I metodi analitici 188

**5.6. Il comportamento a diaframma** 193
5.6.1. Modello per il calcolo a diaframma 194

**5.7. Il calcolo delle deformazioni** 196
5.7.1. Applicazioni e riferimenti pratici 198
5.7.2. La controfreccia iniziale $\nu_0$ al tempo $t_0$ 203
5.7.3. La controfreccia in opera $\nu_1$ al tempo $t_1$ 205
5.7.4. Le deformazioni in esercizio e a lungo termine 207
5.7.5. La freccia elastica al collaudo 216

**5.8. Gli elaborati grafici** 220

# SIMBOLOGIA

Nel presente testo viene adottata la simbologia propria delle "NORME TECNICHE ITALIANE PER IL CALCOLO, L'ESECUZIONE ED IL COLLAUDO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO" D.M. 09.01.1996 che sono le medesime dell' "EUROCODICE 2 NORMA EUROPEA UNI-ENV 1992-1-1".

| | |
|---|---|
| $\mathbf{A_c}$ | area della sezione |
| $\mathbf{A_{fl}}$ | area dell'armatura normale |
| $\mathbf{A_p}$ | area dell'armatura di precompressione |
| **E** | modulo di elasticità; effetto di un'azione |
| **F** | azione in generale |
| **G** | azione permanente |
| **I** | momento d'inerzia |
| **M** | momento flessionale |
| **P** | forza di precompressione |
| **Q** | azione variabile |
| **R** | resistenza interna della struttura |
| **S** | effetto delle azioni; sforzi nella sezione |
| **V** | forza di taglio |
| $\mathbf{V_{Rd}}$ | resistenza di calcolo alla forza di taglio |
| $\mathbf{V_{Sd}}$ | valore di progetto della forza di taglio applicata |
| **a** | distanza |
| **b** | larghezza |
| $\mathbf{b_c}$ | larghezza di un alveolo riempito di calcestruzzo |
| $\mathbf{b_i}$ | larghezza di una singola nervatura |
| $\mathbf{b_w}$ | larghezza totale delle nervature |
| **c** | distanza fra le armature;<br>spessore di calcestruzzo ricoprente l'armatura |
| **d** | altezza utile |
| $\mathbf{e_o}$ | eccentricità dell'armatura di precompressione |
| **v** | freccia |

| | |
|---|---|
| $\mathbf{h}$ | altezza totale della sezione |
| $\mathbf{h_f}$ | spessore |
| $\mathbf{i}$ | interasse fra le armature |
| $\mathbf{k}$ | coefficiente |
| $\mathbf{l}$ | lunghezza; luce |
| $\mathbf{l_{bp}}$ | lunghezza di trasmissione della precompressione |
| $\mathbf{n}$ | numero |
| $\mathbf{t}$ | tempo |
| $\boldsymbol{\alpha}$ | angolo; coefficiente |
| $\boldsymbol{\beta}$ | angolo; coefficiente |
| $\boldsymbol{\beta_b}$ | coefficiente di aderenza dell'armatura precompressa |
| $\boldsymbol{\gamma}$ | coefficiente di sicurezza |
| $\boldsymbol{\gamma_c}$ | coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo |
| $\boldsymbol{\gamma_g}$ | coefficiente di sicurezza per le azioni permanenti |
| $\boldsymbol{\gamma_p}$ | coefficiente di sicurezza per le forze di precompressione |
| $\boldsymbol{\gamma_q}$ | coefficiente di sicurezza per le azioni variabili |
| $\boldsymbol{\gamma_{sp}}$ | coefficiente di sicurezza per la tensione di "spalling" |
| $\boldsymbol{\delta}$ | coefficiente |
| $\boldsymbol{\varepsilon}$ | deformazione lineare |
| $\boldsymbol{\mu}$ | coefficiente di attrito |
| $\boldsymbol{\nu}$ | coefficiente |
| $\rho$ | rapporto geometrico d'armatura |
| $\boldsymbol{\sigma}$ | tensione normale |
| $\boldsymbol{\sigma_I}$ | tensione principale |
| $\boldsymbol{\sigma_d}$ | tensione di calcolo |
| $\boldsymbol{\sigma_{po}}$ | tensione nell'acciaio di precompressione al tempo 0 |
| $\boldsymbol{\sigma_{sp}}$ | tensione di "spalling" |
| $\boldsymbol{\sigma_{spi}}$ | tensione di "spalling" iniziale (al momento del rilascio della precompressione) |
| $\boldsymbol{\tau}$ | tensione tangenziale |
| $\boldsymbol{\tau_{Rd}}$ | resistenza unitaria di taglio calcolata |
| $\boldsymbol{\tau_{Sd}}$ | valore di progetto dello sforzo di taglio |
| $\boldsymbol{\theta}$ | temperatura |
| $\phi$ | diametro di una barra di armatura o di trefolo di precompressione |
| $\boldsymbol{\psi}$ | coefficiente di combinazione delle azioni |

*Calcestruzzo*

| | |
|---|---|
| **C** | classe della resistenza a compressione |
| $\mathbf{f_c}$ | resistenza a compressione cilindrica |
| $\mathbf{f_{ck}}$ | resistenza caratteristica a compressione cilindrica a 28 gg |
| $\mathbf{f_{ck,\ cube}}$ | resistenza caratteristica a compressione cubica a 28 gg |
| $\mathbf{f_{cd}}$ | valore di progetto della resistenza a compressione cilindrica ($= f_{ck} / \gamma_c$) |
| $\mathbf{f_{ct}}$ | resistenza a trazione |
| $\mathbf{f_{cfm}}$ | valore medio della resistenza a trazione per flessione |
| $\mathbf{f_{cfd}}$ | valore di progetto della resistenza cilindrica a trazione per flessione ($= f_{cfm} / \gamma_c$) |
| $\mathbf{f_{ctm}}$ | valore medio della resistenza a trazione assiale |
| $\mathbf{f_{ctk}}$ | resistenza caratteristica alla trazione assiale |
| $\mathbf{f_{ctk\ 0,05}}$ | valore caratteristico inferiore della resistenza a trazione (frattile 5%) |
| $\mathbf{f_{ctk\ 0,95}}$ | valore caratteristico superiore della resistenza a trazione (frattile 95%) |
| $\mathbf{f_{ctd}}$ | valore di progetto della resistenza a trazione assiale ($= f_{ctk\ 0.05} / \gamma_c$) |

*Acciaio normale*

| | |
|---|---|
| $\mathbf{f_{yk}}$ | tensione di snervamento caratteristica |
| $\mathbf{f_{tk}}$ | resistenza caratteristica a trazione |
| $\mathbf{f_{sd}}$ | resistenza di calcolo ($= f_{yk} / \gamma_s$) |
| $\mathbf{f_{0,2k}}$ | valore caratteristico della tensione allo 0,2% di deformazione residua |
| $\boldsymbol{\varepsilon_{uk}}$ | duttilità |

*Acciaio per precompresso*

| | |
|---|---|
| $\mathbf{f_{pk}}$ | resistenza caratteristica a trazione |
| $\mathbf{f_{p\ 0,1k}}$ | valore caratteristico della tensione allo 0,1% di deformazione residua |

# BIBLIOGRAFIA


**1. Documenti e ricerche promosse da ASSAP**

– *Documento per autoregolamentazione interna delle ditte associate in relazione all'impiego dei pannelli alveolari in edifici normali e antisismici* (1983 F. Levi, R. Perazzone).

– *Distribuzione trasversale dei carichi nei solai alveolari; indagine sperimentale e teorica* (1971 A. Migliacci, A. Avanzini).

– *Indagine degli sforzi verticali di trazione nella testata dei pannelli alveolari* (1983 F. Levi, R. Perazzone).

– *Dimensionamento al taglio dei pannelli alveolari precompressi privi di armature trasversali* (1983 B. Lewichi, S. Pereswiet Soltan)

– *Calcolo della capacità portante al taglio nei pannelli alveolari precompressi secondo le normative di diversi paesi e CEB / FIP* (1984 B. Lewichi, S. Pereswiet Soltan)

– *Prove di taglio su solai alveolari in c.a.p. in condizioni normali e con difetti esecutivi* (1984 certificato I.C.I.T.E. No 840704 / 405, Cantoni, Ferrari, Finzi, Sommadossi, Della Bella).

– *Prove di flessione su elementi di solaio alveolari in c.a.p. in condizioni normali e con difetto esecutivo* (1984 certificato I.C.I.T.E. No 840912 / 859, Cantoni, Ferrari, Finzi, Della Bella).

– *I solai alveolari e le deformazioni a tempo infinito* (1987 Macorig, Cian, Della Bella, Cantoni, Finzi).

– *Ricerche sperimentali sui collegamenti in continuità tra solaio alveolare e trave portante gettata in opera* (1985 Rapporto introduttivo sulle ricerche G. Della Bella, S. Pereswiet Soltan)

– *Indagine sulla continuità strutturale di solai alveolari prodotti col metodo "slipform"* (1990 C. Bosco, P.G. Debernardi)

– *Comportamento sotto carico di solaio alveolare h 160 in condizione di temperatura ambiente e in condizione di riscaldamento all'intradosso* (1984 Certificato Politecnico di Torino No 9877, P. Contini).

**2. Documenti e ricerche internazionali**

– *Principi di progettazione per le lastre forate in c.a.p. rapporto tecnico F.I.P.* (Autori vari).

– *Raccomandazioni F.I.P. sui solai in pannelli alveolari precompressi* (1988).

– *Quality assurance of hollow core slab floors* (1990 F.I.P.).
– *Unioni laterali organizzate per solai prefabbricati* (1986 M. Menegotto Università di Roma).
– *Comportamento a diaframma di solai alveolari soggetti ad azione sismica* (1988 M. Menegotto Università di Roma).
– *Horizontal diaphragm action in precast concrete hollow-cored slabs floors* (1990 – 1992 G. Davies, K.S. Elliot, W. Omar, Nottingham, (University park)
– *Shear transfer in longitudinal joints of hollow core slabs* (1991 A. Cholewicki, Building Research Institute Warszawa).
– *Improving the performance of hollow core slabs by means of structural continuity* (1990, R. Ganeschalingam, Singapur).
– *Load distribution and failure behaviour of prestressed hollow core slabs* (1992, J. C. Walraven, Delft University).
– *Estudio experimental de la colaboracion de la capa de hormigon colocada in situ en forjados a base de placas alveolares pretensadas* (1991 P. Serna Ros, Pelufo Carbonell, D. Cabo, Universidad Politecnica de Valencia).
– *Theoretical aspects of composite structures* (1991 J. C. Walraven, Delft University).
– *Probabilistic analysis of hollow core slabs subjected to edge loads* (1991 A. Aswad, W. Tabsh, A.C.I. U.S.A.).
– *Special design considerations for precast prestressed hollow core floors* (1999 FIB Bulletin n. 6).

**3. Normative internazionali**

– *Eurocodice No 2 parte 1 – Progettazione delle strutture cementizie – Regole generali e regole di costruzione* (1991)
– *Eurocodice No 2 parte 1-3 Elementi e strutture prefabbricate in calcestruzzo* (1992).
– *Eurocodice No 2 pr EN 1992-1 (2001) Progetto di Norma Europea.*
– *Norma europea EN 1168-1 Floors of precast prestressed hollow core elements* (1997).
– *P.C.I.- Manuale U.S.A. per la progettazione dei solai alveolari* (edizioni 1985 e 1999).
– *CEB – FIP Model code* 1990

# Capitolo 1º
# I SOLAI ALVEOLARI

## 1.1. Notizie Storiche

Negli anni trenta il tedesco Wilhelm Schaefer insieme ad un collega di nome Kuen posero le basi per realizzare qualcosa di molto simile a ciò che oggi conosciamo come "lastra alveolare".
Si trattava di una lastra strutturale coibentata costituita da uno strato alveolato di calcestruzzo di pomice racchiuso fra due strati di normale calcestruzzo armato.
Dopo anni di tentativi e di modifiche all'impianto di produzione, solo tra la fine degli anni quaranta e l'inizio dei cinquanta l'impianto "Schaefer" ebbe qualche successo.

Furono vendute licenze di produzione a cinque società in Germania Ovest, ad una società in Germania Est e ad una società in U.S.A.

Il più importante fra i produttori tedeschi occidentali, la BUDERUS'SCHE EISENWERKE, nel proprio stabilimento, tuttora in funzione a Burgsolms, introdusse per primo la precompressione nelle lastre alveolari e la calcolazione statica fu studiata dal Prof. Friedrich dell'Università Tecnica di Graz (Austria).

Ben presto, attorno al 1955, lo strato di calcestruzzo di pomice fu abbandonato per poter permettere la realizzazione di solai alveolari in calcestruzzo monolitico, con luci e portate non troppo penalizzate dalla scarsa resistenza al taglio della pomice.

In quegli anni anche la società americana che aveva acquistato l'impianto Schaefer introdusse la precompressione e si sviluppò a tal punto da diventare essa stessa produttrice di impianti brevettati con il nome SPANCRETE.

Gli impianti Spancrete prevedono una macchina formatrice fissata su un carroponte a cavalletto e la produzione delle lastre alveolari viene eseguita a strati successivi, uno sull'altro, separati da un semplice foglio plastificato.

La planarità delle superfici non è delle migliori, ma risulta accettabile come può essere constatato in molti edifici per autoparcheggi negli Stati Uniti.

Avvenuta la stagionatura naturale dei getti più alti di un pacco di manufatti sovrapposti, viene fatta muovere sugli stessi manufatti una macchina segatrice con dischi diamantati e si provvede al taglio e allo sgombero delle singole lastre alveolari.

L'impianto con macchina vibrofinitrice su banchi di getto singoli, così come viene progettato più diffusamente nel mondo, è stato ideato nel 1955 dall'ing. Max Gessner di Lochham (Monaco di Baviera).

Le società tedesco-occidentali MAX ROTH KG e WEILER KG acquistarono nel 1957 il brevetto dell'ing. Gessner e dal 1961 iniziò la graduale diffusione in Europa e nel mondo delle lastre alveolari prodotte per vibrofinitura.

Nel 1960 in Canada la società SPIROLL sviluppò una originale macchina per produrre lastre alveolari a mezzo di coclee che estrudono il calcestruzzo. Mediante questo nuovo procedimento produttivo, veniva costipato e vibrato da forme cilindriche il calcestruzzo a basso rapporto acqua/cemento e gli alveoli erano caratterizzati da una tipica sezione circolare che ben si distingueva dalla sezione tipicamente oblunga prodotta con le macchine vibrofinitrici.

Anche il procedimento ad estrusione incontrò molto favore specialmente nel Nord Europa ed in molte zone dell'area Sovietica e, come sempre accade per ogni dualismo concorrenziale, lo stimolo per la supremazia fra i due sistemi produttivi per vibrofinitura (sistema slip-form) e per estrusione (extruder) portò ottimi benefici allo sviluppo del componente prefabbricato alveolare in tutto il mondo.

Per l'impulso dato allo sviluppo dimensionale delle lastre alveolari degna di nota è la Casa italiana NORDIMPIANTI SYSTEM specializzata, fin dal 1974, nella costruzione di macchine vibrofinitrici e impianti.
Essa nel 1987 ebbe il merito di realizzare con successo le macchine per la produzione di una importante serie di lastre alveolari a tre alveoli alte 50, 60, 70 e 80 cm; questi tre ultimi spessori sono tutt'oggi un primato esclusivo.

## 1.2. Generalità

I solai alveolari costituiscono una tipologia particolare di impalcati in solo calcestruzzo con vuoti di alleggerimento e possono essere precompressi, o ad armatura lenta.
Essendo nulla in Italia e molto limitata nel mondo la produzione con armatura lenta, si tratterà qui di seguito solo di solai alveolari precompressi.

L'alleggerimento è ottenuto realizzando nello spessore dell'elemento prefabbricato a lastra, dei fori longitudinali "alveoli" di opportune dimensioni per creare delle nervature che, con le solettine di intradosso e di estradosso, costituiscono la sezione in calcestruzzo da precomprimere con il sistema dell'armatura pre-tesa aderente.

L'acciaio armonico di precompressione costituisce l'unica armatura della lastra alveolare che risulta pertanto priva di armatura a taglio.
La capacità taglioresistente della struttura viene interamente affidata alla resistenza a trazione del calcestruzzo, cui il processo produttivo deve pertanto garantire qualità costante controllata e certificata.

Tale componente strutturale prefabbricato, precompresso, per la formazione di solai portanti si è dimostrato molto affidabile fin dalle origini ed ha trovato ampia applicazione in campo internazionale, come attestato dal fatto che quasi tutte le Normative nazionali per le costruzioni dedicano almeno un paragrafo ai solai alveolari, derogandoli dall'obbligo generico delle armature taglioresistenti.

Per quanto riguarda la resistenza a taglio, affidata al solo calcestruzzo, è disponibile una enorme quantità di documenti scientifici relativi a ricerche, studi, prove di laboratorio, collaudi in opera e Norme. Fra queste ultime spiccano per importanza di impegno ed ampiezza di analisi i documenti:

**FIP** "Recommendations on Precast Prestressed Hollow Core Floors" del 1988.
**FIP** "Quality Assurance of Hollow Core Slab Floors" del 1992.
**FIB (CEB - FIP)** "Special design considerations for precast prestressed hollow coore floors" del 1999.
**P.C.I.** "Manual for the Design of Hollow Core Slabs" (U.S.A.) del 1985 e 1998.
**NORMA EUROPEA pr. UNI EN 1168/1** "Solai con Pannelli Alveolari Prefabbricati Precompressi" del 1998.

*Fig. 1.1 Sezioni di lastre alveolari da solaio.*

In quest'ultimo documento vengono prese in considerazione lastre alveolari con spessore massimo limitato a 44 cm.

In realtà oggigiorno si producono lastre alveolari con spessori di 60, 70 ed anche 80 cm, le quali però devono prudentemente possedere le nervature verticali ed almeno la suola inferiore armate da una rete elettrosaldata continua o, quanto meno, dislocata in corrispondenza delle testate di ciascun manufatto.

Per la redazione di questo testo è stato individuato il limite di 50 cm come massimo spessore di lastra alveolare producibile, e non sempre, in assenza di armature verticali e trasversali.

## 1.3. Ragioni della scelta del solaio alveolare

Molteplici sono i motivi per cui la lastra alveolare ha trovato grande accoglienza e diffusione in tutti i continenti e può, a ragione, essere definita il più internazionale dei componenti prefabbricati nel campo dell'industrializzazione edilizia mondiale.

Tra i numerosi motivi tre rivestono particolare rilevanza, essi sono:

**Motivi tecnici**

I solai alveolari sono prodotti in stabilimenti modernamente attrezzati, con tecnologie avanzate e con bassa incidenza di mano d'opera, su banchi di getto normalmente in acciaio con macchine vibrofinitrici o ad estrusione, con impianti di betonaggio a controllo automatico dei pesi e del rapporto acqua/cemento e, quasi ovunque, con impianti per la maturazione accelerata dei calcestruzzi a temperature ed umidità controllate.
Da sempre, quindi, la produzione dei solai alveolari è avvenuta con un costante controllo della qualità molto vicino alle direttive della Norma UNI-EN ISO 9001.

Tutto questo tecnicamente significa che:

- i calcestruzzi sono confezionati con inerti selezionati e con curve granulometriche controllate e particolarmente costanti nel tempo, a

basso rapporto acqua - cemento, ben compattati e con elevate caratteristiche fisico meccaniche, $f_{ck} \geq 45 \div 60$ MPa;

- le armature in acciaio armonico possiedono resistenze e caratteristiche di rilassamento certificate e copriferro costantemente controllato, risultando, di conseguenza, particolarmente protette agli agenti aggressivi esterni ed al fuoco.
  La compattezza del calcestruzzo, il basso rapporto acqua/cemento e la precompressione integrale della sezione, oltre ad impedire la fessurazione, rallentano sensibilmente la velocità di carbonatazione del calcestruzzo, assicurandone la durabilità e consentendone l'impiego anche in ambienti altamente aggressivi quando siano rispettati i copriferri di Norma.

La classe del calcestruzzo garantisce anche un elevato modulo elastico pari ad almeno 1,3÷1,5 volte quello dei calcestruzzi normalmente gettati in opera. Ne consegue che i solai si presentano in opera molto rigidi e manifestano frecce elastiche molto esigue sotto i carichi di collaudo.
Per questa ragione si possono realizzare impalcati con minori spessori a parità di luci e sovraccarichi rispetto ad altri solai analoghi ma non interamente prefabbricati e precompressi.

L'impiego delle moderne macchine vibrofinitrici ed estrusori, dalle prestazioni molto avanzate, permettono di ottenere manufatti strutturalmente e geometricamente ben conformati, tali da fornire sicuri elementi di valutazione della qualità ad un immediato controllo visivo delle nervature, delle fiancate, delle testate tagliate a disco diamantato.

I banchi di getto in acciaio, adatti a garantire una perfetta planarità e profili laterali ben sagomati, formano, all'intradosso dei manufatti, una superficie perfettamente liscia con bordi laterali ben rifiniti, particolari che garantiscono al solaio alveolare in opera l'ottimo effetto estetico dei soffitti in calcestruzzo "a vista".

Dalle lastre alveolari precompresse non fuoriescono monconi d'acciaio per l'aggancio alle strutture di contorno in calcestruzzo gettato; tuttavia queste indispensabili armature di collegamento vengono inserite in opera nelle canalette di unione tra lastre adiacenti ed in apposite scanalature praticate in numero e lunghezza adeguata nelle testate.

Questi efficaci collegamenti con le strutture di contorno, che rendono monolitico l'intero impalcato, permettono di impiegare i solai alveolari anche in zone sismiche e in associazione con tutti i tipi di strutture portanti tradizionali gettate in opera, prefabbricate ed in acciaio.

L'efficacia di tali collegamenti è stata dimostrata in numerosissime indagini universitarie e garantisce al progettista l'ottenimento di livelli di monoliticità strutturale mai inferiori a quelli offerti da solai più tradizionali che richiedono più abbondanti getti di calcestruzzo in opera.

**Motivi economici**

Tale motivazione è dovuta ad una sostanziale riduzione dei tempi di costruzione e quindi ad una notevole economia di impegno di macchine e mano d'opera in cantiere.

Minimo è infatti il contenuto di mano d'opera in tutte le fasi di produzione, stoccaggio, trasporto, montaggio in opera e ottenimento del solaio finito in opera.

Questa bassissima incidenza di mano d'opera permette un sostanzioso vantaggio economico all'utilizzatore, ma richiede al produttore importanti investimenti in capitali e personale specializzato, perché tutto il processo produttivo è caratterizzato da un elevatissimo contenuto tecnologico per poter garantire una forte produttività a ciclo continuo mantenendo costante l'elevato standard qualitativo ben codificato.

**La versatilità di impiego**

Fino agli anni '70 il solaio alveolare veniva applicato quasi esclusivamente in semplice appoggio su travi in acciaio, travi prefabbricate in c.a. e c.a.p. e su murature portanti.
Spesso veniva usato come semplice copertura di capannoni industriali prefabbricati.

I bassi spessori di lastra allora prodotti (cm 10 ÷ 15 ÷ 20 ÷ 25) non permettevano luci o sovraccarichi importanti; però, fu proprio in quegli anni che i costruttori più avveduti cominciarono ad inserire i solai alveolari in edifici strutturati in c.a. gettato in opera.

Il positivo connubio fra solaio alveolare e trave in c.a. gettata in modo da

inglobare le testate della lastra ha favorito inattesi sviluppi applicativi e dato notevole incremento all'impiego generalizzato dei solai alveolari in ogni tipo di costruzioni.

Ora i solai alveolari di notevole spessore permettono di realizzare luci fino a 20 m ed oltre con sovraccarichi di tipo industriale, non più in semplice appoggio, ma con vincoli di continuità strutturale e perfino di incastro perfetto.
Ulteriori prerogative per questo solaio sorgono dal poter essere portato in luce netta da travi gettate in opera aventi il medesimo spessore del solaio.

Queste possibilità applicative hanno favorito l'adozione dei solai alveolari anche nelle costruzioni sotterranee ove è di primaria importanza la monoliticità dell'insieme strutturale.

*Fig. 1.2 I solai alveolari in una autorimessa sotterranea pluripiano*

La grande versatilità delle lastre alveolari permette il loro impiego non solo come solai ma anche come pareti di contenimento per vasche di impianti idraulici, come muri di sostegno del terreno per opere civili e stradali ed, efficacemente, come pareti di tamponamento e portanti per edifici civili ed industriali di qualsiasi altezza.

*Fig. 1.3 Le pareti alveolari per una vasca di depurazione acque*

*Fig. 1.4 Le pareti alveolari portanti ed i solai alveolari in un edificio residenziale pluripiano*

Numerosi esempi di edifici multipiano realizzati vantaggiosamente con tali pareti portanti dimostrano che ancora oggi non sono state pienamente sfruttate tutte le possibilità di impiego di questo particolarissimo manufatto, il cui sviluppo nel mondo deve considerarsi appena iniziato e certamente il futuro ci porrà di fronte a prospettive di applicazione oggi non ancora pensate.

## 1.4. Normative

### 1.4.1. Norme Italiane

La sezione trasversale caratteristica della lastra alveolare pone in evidenza alcune porzioni di calcestruzzo localmente più sottili di quanto sia ammesso dalla normativa italiana del c.a. e c.a.p.

Questa ed altre numerose deroghe concesse dalla Norma Italiana sono giustificate dalle particolari tecnologie di produzione e dai materiali impiegati purché il produttore mantenga costanti nel tempo i requisiti qualitativi richiesti dal Ministero dei Lavori Pubblici mediante la "Produzione in Serie Controllata".

Si elencano qui di seguito le norme vigenti e le voci specifiche che riguardano i solai alveolari.

- DOCUMENTO DI APPLICAZIONE NAZIONALE (D.A.N. ITALIANO) PER IL RECEPIMENTO DELLA NORMA EUROPEA UNI-ENV 1992-1-1.
  D.M. 09.01.1996 SEZ.III.

| | | | |
|---|---|---|---|
| par. | 2.3.3.2. prospetto 2.3 | - | Fattore di sicurezza per c.a.p. |
| par. | 4.1.3.3. prospetto 4.2 | - | Ricoprimenti minimi per gli acciai di precompressione. |

par. 4.2.3.5.6. prospetto 4.7 - Lunghezza della zona di ancoraggio degli acciai di precompressione.

- "NORME TECNICHE PER IL CALCOLO, L'ESECUZIONE ED IL COLLAUDO DELLE OPERE IN CEMENTO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO E PER LE STRUTTURE METALLICHE".
  D.M. 14.02.1992 per il Calcolo secondo il metodo delle Tensioni Ammissibili.
  D.M. 09.01.1996 SEZ. I e SEZ. II per il Calcolo secondo il metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite.
  CIRCOLARE MIN. esplicativa del 15.06.96

par. 6.2.2. Spessori minimi per il ricoprimento degli acciai.
cap. 7. Norme complementari relative ai solai.
par. 7.0.a. Obbligo dell'armatura inferiore aggiuntiva agli appoggi dei solai in grado di assorbire uno sforzo di trazione pari al taglio.
par. 7.1.4.6 Deroga dall'armatura trasversale (ultimo capoverso).
par. 7.3.3. Disposizione specifica per i solai alveolari.
par. 7.1.6. Disposizioni valide anche per i solai alveolari.
par. 7.1.4.2. (Secondo capoverso). Disposizione valida anche per il solaio alveolare con cappa collaborante (spessore minimo).
par. 7.3.2. (Quarto capoverso). Spessori minimi per il solaio alveolare privo di cappa collaborante.
par. 7.3.4. Disposizione per i solai alveolari con cappa collaborante.

- "NORME TECNICHE PER LA PROGETTAZIONE, ESECUZIONE E COLLAUDO DELLE COSTRUZIONI PREFABBRICATE".
  D.M. del 03.12.1987 e CIRC. MIN. n. 31104 D.M. del 16.03.1989.

par. 2.11.1.3. Solai. Obbligo della "Produzione in Serie Controllata" per gli elementi prefabbricati privi di armatura a taglio o con spessori anche locali inferiori a 4 cm.

par. 2.2 Nei calcoli dei manufatti precompressi prodotti in "Serie Controllata" si assume il coefficiente $\gamma_c = 1{,}42$ nel metodo agli Stati Limite e maggiorazione delle tensioni del 5% nelle verifiche secondo il metodo delle Tensioni Ammissibili.

- "PROCEDIMENTO ANALITICO PER VALUTARE LA RESISTENZA AL FUOCO DEGLI ELEMENTI COSTRUTTIVI IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO, NORMALE E PRECOMPRESSO". Circolare C.N.R. - V.F. UNI 9502.
  Documento fondamentale per il calcolo analitico della Resistenza al Fuoco delle strutture.

- NORME TECNICHE RELATIVE AI CRITERI GENERALI PER LA VERIFICA DI SICUREZZA DELLE COSTRUZIONI E DEI CARICHI E SOVRACCARICHI.
  D.M. del 16.01.1996 e CIRCOLARE MIN. esplicativa del 04.07.96.
  Si tratta del documento italiano di applicazione dell'EUROCODICE 1 UNI EN 1991-1 "BASI PROGETTUALI E AZIONI SULLE STRUTTURE".

- NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI IN ZONE SISMICHE D.M. del 16.01.1996.
  Si tratta del documento italiano di applicazione dell'EUROCODICE 8 UNI EN 1998 "REGOLE PROGETTUALI PER LE STRUTTURE ANTISISMICHE".

- ISTRUZIONI CNR 10025/1998 “ISTRUZIONI PER IL PROGETTO, L’ESECUZIONE ED IL CONTROLLO DELLE STRUTTURE PREFABBRICATE IN CALCESTRUZZO”.
  Sono le Istruzioni predisposte dal Gruppo di Studio “Prefabbricazione” del C.N.R. ed approvate il 10.12.1998 per la revisione delle precedenti Istruzioni CNR 10025/1984. Recepiscono la più recente normativa internazionale sulla prefabbricazione e sono applicabili solo per quanto non in contrasto con la normativa vigente.

- NORMA UNI-EN ISO 9000-2000 “SISTEMI DI GESTIONE PER LA QUALITA' - FONDAMENTI, CONCETTI, TERMINOLOGIA”. Del 21 dicembre 2000. Indica gli obiettivi che un'azienda deve perseguire per soddisfare il Cliente con continuità, per assicurare alla Direzione dell'azienda che la qualità prestabilita è stata raggiunta e per garantire il Committente che la qualità prestabilita verrà fornita.

- NORMA UNI-EN ISO 9001-2000 "SISTEMI DI GESTIONE PER LA QUALITA' - REQUISITI DEI SISTEMI DI GESTIONE".
  Del 21 dicembre 2000. Sollecita l’adozione di un controllo della soddisfazione del Cliente dopo aver ottemperato a tutte le sue specifiche richieste. Prescrive i requisiti per un Sistema di Gestione della Qualità appropriati anche per le aziende di prefabbricazione. Questa Norma infatti comprende tutte le fasi operative di una commessa dalla progettazione alla esecuzione, al montaggio in opera fino all'assistenza d'uso.

- NORMA UNI-EN ISO 9004-2000 "SISTEMI DI GESTIONE PER LA QUALITA' - LINEE GUIDA PER IL MIGLIORAMENTO DELLE PRESTAZIONI” . Del 21 dicembre 2000.
  La norma fornisce delle linee guida complementari ai requisiti della UNI EN ISO 9001-2000 per migliorare l’efficienza di un Sistema di Gestione per la Qualità e le prestazioni dell’organizzazione. Scopo principale della norma è il conseguimento di un miglioramento progressivo non solo attraverso la soddisfazione dei clienti, ma anche delle altre parti interessate: dipendenti, collettività, soci dell’organizzazione, fornitori.

- DIRETTIVA CEE 89/106 "MARCHIO DI CONFORMITA' - CE - SUI PRODOTTI DA COSTRUZIONE E DOCUMENTI APPLICATIVI COLLEGATI". Il relativo REGOLAMENTO DI ATTUAZIONE per l'Italia è stato approvato dal Consiglio dei Ministri l'8-4-93 e avrà valore di legge quando sarà ratificato dal Consiglio delle Comunità Europee, come attuativo per la Direttiva CEE 89/106. Il Marchio di Conformità - CE - sarà obbligatorio per tutti i prodotti da costruzione (così come per qualsiasi altro prodotto in circolazione

nei paesi della Comunità Europea). L'attestato di conformità verrà rilasciato da organismi certificatori, ed ispettivi che faranno capo al Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (Ministero L.L.P.P.) il quale certificherà che il prodotto risponda pienamente alla Normativa Comunitaria appositamente predisposta per quella determinata categoria di manufatti. Per ottenere l'Attestato di Conformità sarà indispensabile per i produttori l'adozione di un Sistema di controllo della produzione in stabilimento.

### 1.4.2. Norme Europee

Le caratteristiche geometriche e resistenti delle sezioni ed i metodi di calcolo, progettazione, verifica e accettazione fanno riferimento alle normative europee esistenti al momento della stesura del presente testo ed elencate qui di seguito.

- EN 206-1 “CALCESTRUZZO: PRESTAZIONI, PRODUZIONE, GETTO E CRITERI DI CONFORMITÀ”.
  Riguarda la produzione del calcestruzzo in modo molto preciso e puntuale per poter assicurare la necessaria durabilità oltre che la qualità.
  La Norma nella nuova versione si applica anche al settore della prefabbricazione; per quanto riguarda i manufatti prodotti con calcestruzzo a basso rapporto acqua/cemento quali sono le lastre alveolari o altri prodotti o processi particolari sono ammesse eventuali deviazioni purché previste nella specifica Norma di Prodotto.

- ENV 1991-1 (EUROCODICE 1) "BASI PROGETTUALI E AZIONI SULLE STRUTTURE".
  Questa Norma è stata introdotta in Italia con il D.M. del 16.01.1996.

- ENV 1992-1-1 (EUROCODICE 2) "PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO - PARTE 1 REGOLE GENERALI E REGOLE PER GLI EDIFICI".
  È la Norma Generale rivolta alle esigenze di resistenza comportamento in esercizio e durabilità delle Strutture in calcestruzzo armato e precompresso.

Non copre campi specifici, contiene i valori dei coefficienti di sicurezza approvati dal CEN-TC 250 ed i principi generali di progettazione validi anche per gli elementi prefabbricati in generale.
Questa Norma è applicabile in Italia purché vengano seguite le prescrizioni sostitutive, integrative e soppressive riportate nella Parte Generale e nelle Sezioni I e III del D.M. 09.01.1996.

- ENV 1992-1-3 (EUROCODICE 2 Parte 1-3) "PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO - PARTE 1-3 ELEMENTI E STRUTTURE PREFABBRICATE IN CALCESTRUZZO".
  Fornisce una base generale per il progetto ed i particolari costruttivi delle strutture di edifici realizzati in parte o interamente con elementi prefabbricati. Questa parte fornisce principi e regole che completano quelle dell'ENV 1992-1-1 relativamente ai componenti prefabbricati e quindi anche alle lastre alveolari.

- pr EN 1992-1 (EUROCODICE 2 PARTE 1-2001) “PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO - PARTE 1 - REGOLE GENERALI E REGOLE PER GLI EDIFICI”.
  Progetto di Norma Europea che comprende ed aggiorna entrambe le precedenti Parti 1-1 e 1-3 dell’Eurocodice 2.

- ENV 1992-1-2 (EUROCODICE 2 PARTE 1-2) “PROGETTAZIONE DELLA RESISTENZA AL FUOCO”.
  La Norma fornisce le regole generali per calcolare la resistenza al fuoco delle strutture in c.a. e c.a.p..

- ENV 1992-1-4 (EUROCODICE 2 PARTE 1-4) “CALCESTRUZZO STRUTTURALE CON INERTI LEGGERI E RELATIVE STRUTTURE”.
  Per il momento questa Norma non è applicabile ai solai alveolari.

- pr EN 1168/1 "SOLAI CON PANNELLI ALVEOLARI PREFABBRICATI PRECOMPRESSI".
  Alcune particolarità del solaio alveolare, come ad esempio l'assenza di armatura lenta trasversale, rendono necessarie alcune regole specifiche complementari all'ENV 1992 -1-3.

Questa Norma fornisce quindi le regole di progettazione particolari non previste dall'ENV 1992 -1-1 e 1-3, ma perfettamente in accordo con i loro principi di calcolo.
Questa Norma appartiene ad una serie di Norme di Prodotto sui componenti prefabbricati in calcestruzzo e si occupa delle caratteristiche che il produttore di Solai Alveolari deve assicurare per essere rispondente ai requisiti essenziali definiti dalla Direttiva sui Prodotti da Costruzione CEE 89/106.
Per quanto riguarda la Resistenza al Fuoco la Norma fa riferimento all'ENV 1992 -1-2, (Eurocodice 2, Parte 1-2 Progettazione della resistenza all'incendio delle strutture).

- NORME ISO 140-3 / ISO 717-1 / ISO 717-2 “ACUSTICA - METODI DI MISURA E LIVELLI DI ISOLAMENTO ACUSTICO NEGLI EDIFICI E NEI MANUFATTI PER L’EDILIZIA”.
  Queste Norme riguardano anche i solai alveolari per la loro importanza nella qualità del benessere negli edifici.

- NORMA ISO 6946 “COMPONENTI E MANUFATTI PER L’EDILIZIA - ISOLAMENTO TERMICO E TRASMITTANZA TERMICA - METODI DI CALCOLO”.
  Questa Norma è importante per definire la resistenza al fuoco di edifici anche con solai o pareti in pannelli alveolari.

### 1.4.3. Documenti internazionali di rilievo

Si segnalano quattro documenti molto importanti per il loro autorevole valore consultivo nel settore dei Solai Alveolari.

- MANUAL FOR THE DESIGN OF HOLLOW CORE SLABS. U.S.A. Prestressed Concrete Institut P.C.I. edizioni del 1985 e 1998.
  Si tratta del primo e più completo manuale dedicato ai solai alveolari precompressi.
  Descrive i vari sistemi produttivi e le varie tipologie di lastra, indica le modalità di calcolo secondo le norme ACI illustrate da significa-

tivi esempi e propone in modo esauriente i particolari di progettazione e applicazione a cui attenersi.
Si occupa della resistenza al fuoco, del comportamento acustico e delle specifiche di qualità e di capitolato.

- FIP Recommendations "PRECAST PRESTRESSED HOLLOW CORE FLOORS" del 1988.
  Costituisce il primo importante documento internazionale che raccoglie i principi per il calcolo e la progettazione strutturale dei solai alveolari in base all'esperienza nord-europea sulle lastre estruse. Non prevede pertanto il vincolo di continuità fra solai.

- FIP "GARANZIA DI QUALITA' PER LA LASTRA ALVEOLARE DA SOLAIO".
  Fornisce numerose norme specifiche per l'accettabilità delle lastre alveolari da solaio. Si tratta di un documento di notevole importanza come riferimento contrattuale per l'accettabilità o meno dei manufatti nei casi di contestazione.

- FIB (CEB-FIP) “CONSIDERAZIONI PARTICOLARI PER LA PROGETTAZIONE DEI SOLAI ALVEOLARI” del 1999.
  Questa guida integra le FIP Recommendations del 1988 introducendo regole di progettazione ivi mancanti o incomplete. Molte ricerche scientifiche su vari argomenti sono state condotte fin dal 1983 presso importanti Università e hanno fornito nuove conoscenze sui comportamenti del solaio alveolare. Il secondo capitolo tratta del vincolo di continuità fra solai su più appoggi e di altre specifiche tecnologie applicative proprie dell’Associazione ASSAP.

# Capitolo 2º
# LA PRODUZIONE

## 2.1. Cenni sulle tecnologie di produzione

La produzione di lastre alveolari precompresse si effettua in stabilimento su lunghe piste in acciaio (120 ÷ 150 m) sulle quali vengono predisposti i cavi di precompressione opportunamente distribuiti e tesati.
Il getto del calcestruzzo per la formazione delle lastre viene effettuato in continuo con l'impiego di apposite macchine essenzialmente secondo tre procedimenti produttivi:

- Il procedimento "slipform" impiega macchine vibrofinitrici nelle quali il calcestruzzo viene convogliato entro settori mobili ed ipervibrato da batterie di vibratori con frequenze differenziate. In dette macchine vibrofinitrici si distinguono tre fasi di getto susseguenti: soletta di intradosso, nervature e soletta di estradosso, per realizzare l'intera sezione della lastra (Fig. 2.1).

- Il procedimento "extruder" impiega macchine ad estrusione nelle quali il calcestruzzo viene forzato da particolari coclee a costiparsi in una unica fase per realizzare la sezione finita della lastra (Fig. 2.2).

- Un terzo procedimento produttivo può essere catalogato come procedimento "slipform" anche se non impiega macchine vibrofinitrici, ma batterie di tubi vibranti che si sfilano dal manufatto prodotto in unica soluzione.

*Fig. 2.1 Macchina vibrofinitrice (procedimento "slipform")*

*Fig. 2.2 Macchina ad estrusione (extruder)*

*Fig. 2.3 L'armatura di precompressione tesata sul banco di getto*

*Fig. 2.4 Getto in continuo del calcestruzzo*

Tutti i procedimenti produttivi richiedono calcestruzzi di elevatissima qualità e costanza sia nella composizione granulometrica che nel dosaggio del cemento e dell'acqua. Essi devono garantire stabilità istantanea di forma per la realizzazione degli alveoli, resistenze meccaniche iniziali elevate per consentire in tempi brevi precompressione e scassero, ed infine una ottimale aderenza delle armature pretese e di quelle eventuali lente inserite nel getto.

Si accelera la maturazione del calcestruzzo con riscaldamento omogeneamente diffuso sino al raggiungimento della resistenza richiesta per il rilascio delle armature pretese ($f_{ck} > 30 \div 35$ MPa). Tale resistenza viene determinata sperimentalmente previa rottura di provini soggetti ad identico trattamento vibrante e termico.

Alla prova di compressione a 28 gg il calcestruzzo avrà resistenze cubiche superiori a $f_{ck,cube}$ 55 MPa.

Operando sul calcestruzzo ancora fresco, subito dopo il getto, vengono praticati manualmente gli intagli previsti dal progetto o i fori per eventuali passaggi di canalizzazioni verticali.
In questa fase vengono anche realizzate le scanalature alle testate delle lastre per l'ammaraggio degli spezzoni di collegamento e gli eventuali fori trasversali per il sollevamento.

Il sezionamento del manufatto, gettato in continuo ed avente lunghezza pari a quella della pista, avviene quando il calcestruzzo possiede la resistenza richiesta mediante tagli con disco abrasivo o diamantato ottenendo gli elementi di solaio della lunghezza richiesta.

E' in questa fase di taglio che i trefoli, rilasciati dalle testate di ancoraggio di inizio e fine pista, scaricano la tensione di tiro sulle testate dei singoli manufatti precomprimendoli.
Allo scassero le lastre alveolari presentano l'intradosso liscio da cassero metallico, mentre le fiancate e l'estradosso risultano scabri tanto da assicurare una efficace solidarizzazione con i getti in opera delle unioni o della eventuale soletta collaborante.

*Fig. 2.5 Taglio delle lastre e loro prelievo dal banco di getto*

*Fig. 2.6 Piazzale di stoccaggio di solai alveolari*

In tutti i processi produttivi di lastre alveolari si possono evidenziare le seguenti fasi:

- preparazione della pista, pulizia e trattamento con disarmante;
- posa delle armature, fili o trefoli di acciaio per calcestruzzo precompresso (Fig. 2.3);
- tesatura delle armature con controllo sistematico della tensione e degli allungamenti;
- getto in continuo del calcestruzzo (Fig. 2.4);
- interventi manuali o meccanizzati per adeguare ciascuna lastra alle funzioni e dimensioni di progetto;
- marcatura delle lastre con sigla, numero di commessa, data di produzione, peso;
- copertura della pista gettata con teli impermeabili ed eventuale riscaldamento per stagionatura accelerata;
- controllo sistematico della resistenza del calcestruzzo prima di procedere al rilascio della tesatura dei cavi e conseguente precompressione del manufatto;
- taglio trasversale per isolare le singole lastre (Fig. 2.5);
- prelevamento dei manufatti dalla pista e loro trasporto a stoccaggio (Fig. 2.5 e 2.6).

*Fig. 2.7 Manufatti vibrofiniti con nervature allargate o sagomate in modo particolare (gradoni per stadio)*

## 2.2. Geometria delle sezioni

### 2.2.1. Tipologia dei fori

Esistono diversi tipi di lastre alveolari, che si differenziano per la sagomatura del profilo laterale, o per il disegno degli alveoli, i quali presentano a volte forma perfettamente circolare, ellittica oppure più spesso un profilo mistilineo.

In genere si hanno fori simili al cerchio nelle lastre di altezza ridotta e fori allungati con fianchi rettilinei e curve di raccordo per lastre di altezza maggiore (vedi Fig. 2.8).
Nel caso di queste forme allungate, particolare attenzione viene posta nella realizzazione dei raccordi superiori ed inferiori per evitare concentrazioni di tensione e mantenere ridotto lo spessore delle voltine in calcestruzzo sopra e sotto gli alveoli.

Come già detto, l'altezza dei manufatti di produzione corrente varia dai 12 ad oltre 80 cm.
Indicativamente nella media si ha una percentuale di vuoti attorno al 50% sul volume totale del manufatto.

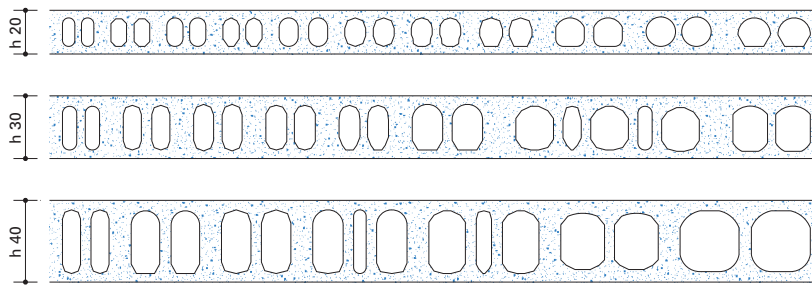



*Fig. 2.8 Tipologie di alveoli nelle lastre alveolari*

In particolare per elementi di altezza fino a cm 20 la percentuale di vuoti non supera il 40%.
Con altezze superiori la percentuale dei vuoti è compresa tra il 50% e il 70% ottenendo così lastre con pesi propri molto contenuti.

### 2.2.2. Tipologia del profilo laterale

Il profilo laterale delle varie lastre possiede configurazioni molto variabili (vedi Fig. 2.8 e 2.9).
Le lastre da solaio possiedono unioni longitudinali aperte verso l'alto e sagomate a nocciolo per permettere l'introduzione del calcestruzzo di sigillatura e assicurare la trasmissione trasversale dei carichi e delle deformazioni anche in presenza di forti carichi concentrati.

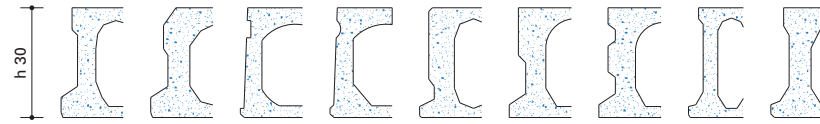



*Fig. 2.9 Forma dei profili laterali nelle lastre alveolari da solaio.*

Quando l'unione longitudinale deve poter ricevere ed inglobare le armature lente di collegamento, deve presentare due dimensioni minime:

- apertura minima superiore larga cm 3; se l'unione ha anche funzione di cordolo l'apertura minima deve essere cm 5 (vedi D.M. del 03.12.87 par. 2.11.2.b);

- la larghezza nella zona di posizionamento del ferro deve essere maggiore o uguale a 3 volte il diametro del ferro e compatibile con il massimo diametro degli inerti del getto di sigillatura (si consiglia non meno di 6 cm.). Quando l'unione ha anche funzione di cordolo la larghezza minima nella zona di posizionamento del ferro deve essere cm 8 (vedi D.M. del 03.12.87 par. 2.11.2.b).

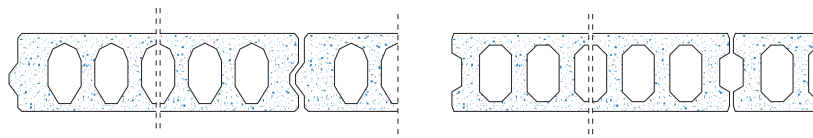


*Fig. 2.10 Forma dei profili laterali nelle lastre alveolari da parete.*

A questo proposito si rimanda anche alle Figg. 3.3 e 3.5 del seguente paragrafo 3.3.

L'unione longitudinale può possedere dentellature verticali per migliorare l'ingranamento del calcestruzzo di getto e, di conseguenza, il comportamento a diaframma (vedi prossimo Volume ASSAP di approfondimenti).
Le lastre impiegate come pareti vengono prodotte con sagomatura laterale a maschio e femmina oppure con sagomature femmina-femmina per permettere accostamenti corretti su ambedue le facce secondo le varie esigenze di impiego.

### 2.2.3. Spessore delle nervature e delle solette

La progettazione delle sezioni in calcestruzzo delle lastre alveolari è un problema di particolare importanza la cui risoluzione comporta l'accurata analisi di diversi aspetti economici, tecnici, normativi.

Dopo aver ottimizzato le sezioni da un punto di vista dei costi e dei pesi del manufatto, compatibilmente comunque con le tecnologie delle macchine formatrici e nel rispetto delle norme vigenti e del buon costruire, è importante operare un costante controllo della fase produttiva per evitare costosi sprechi di calcestruzzo per sovraspessori o, viceversa, pericolosi indebolimenti di sezione.

La Norma EN 1168 fissa al Cap. 4.3.1 gli spessori minimi che devono essere aumentati dell'entità delle tolleranze specifiche di ciascun produttore:

Nervature $b_{i\,min} \geq \begin{cases} h/10 & [mm] \\ \sqrt{2h} & [mm] \\ 20 & [mm] \\ d_g + 5 & [mm] \end{cases}$ (considerare il valore maggiore)

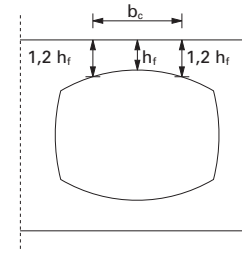
Voltine $h_{f\,min} \geq \begin{cases} \sqrt{2h} & [mm] \\ 17 & [mm] \\ d_g + 5 & [mm] \end{cases}$ (considerare il valore maggiore)

Voltina superiore $h_{f\,sup} \geq b_c / 4$

h (mm) = spessore del manufatto

$d_g$ (mm) = dimensione nominale massima dell'aggregato

$b_c$ (mm) = larghezza della porzione di voltina superiore compresa fra le due sezioni aventi spessore 1,2 volte lo spessore più piccolo di $h_{f\,sup}$




Generalmente lo spessore delle nervature verticali tra gli alveoli non è mai inferiore a 30 ÷ 35 mm ed aumenta nei manufatti più alti o più sollecitati a taglio.
Le lastre del tipo "slipform" possono essere prodotte con alcune nervature più larghe, sacrificando la larghezza di alcuni alveoli od eliminandone totalmente alcuni a vantaggio della resistenza al taglio (vedi Fig. 2.7).
Lo spessore minimo delle voltine al di sopra e al disotto degli alveoli generalmente non è inferiore a 25 ÷ 30 mm.

### 2.2.4. Distribuzione e ricoprimento degli acciai di precompressione

Si richiama l'attenzione sulla particolare cura che deve essere posta nello studio delle zone in cui va posta l'armatura di precompressione: la durabilità ed in particolare la resistenza al fuoco del manufatto comportano infatti esigenze in contrasto con lo sfruttamento della massima armatura inseribile nella sezione.
Il problema è contemplato nella Normativa Italiana ed Europea con l'unico scopo di assicurare comunque una corretta distribuzione e protezione alle armature, tale da garantire la durabilità funzionale della struttura realizzata (vedi Fig. 2.11).

I cavi di precompressione devono essere posizionati nelle zone di raccordo fra nervatura e soletta dove la sezione in calcestruzzo è tale da assicurare un

efficace ricoprimento, inoltre essi vanno distribuiti in modo uniforme e simmetrico nella sezione trasversale.
La Norma EN 1168 al cap. 4.3.3 raccomanda in ogni elemento alveolare largo 1,20 m come armatura minima almeno 4 trefoli o fili.

**Interferro**

L'interferro, mutua distanza minima tra le superfici dei trefoli, non viene specificamente indicato dalla Norma Italiana la quale nel D.M. del 09.01.1996 (par. 6.1.4), fissa l'interferro solo fra armature lente, pari a

$$i \geq \begin{cases} \phi \\ 20 \text{ mm} \\ d_g \end{cases}$$ (considerare il valore maggiore)

$\phi$ = diametro del tondo di acciaio lento o diametro nominale del trefolo
$d_g$ = massima dimensione nominale dell'aggregato

La Norma EN 1168 al cap. 4.3.1.2 e la Norma Europea EC2 UNI-ENV 1992-1-1 par 5.3.3.1 prescrivono per i trefoli le seguenti mutue distanze:

minimo interferro orizzontale $i_h \geq \begin{cases} \phi \\ 20 \text{ mm} \\ d_g + 5 \text{ mm} \end{cases}$ (considerare il valore maggiore)

minimo interferro verticale $i_v \geq \begin{cases} \phi \\ 10 \text{ mm} \\ d_g \end{cases}$ (considerare il valore maggiore)

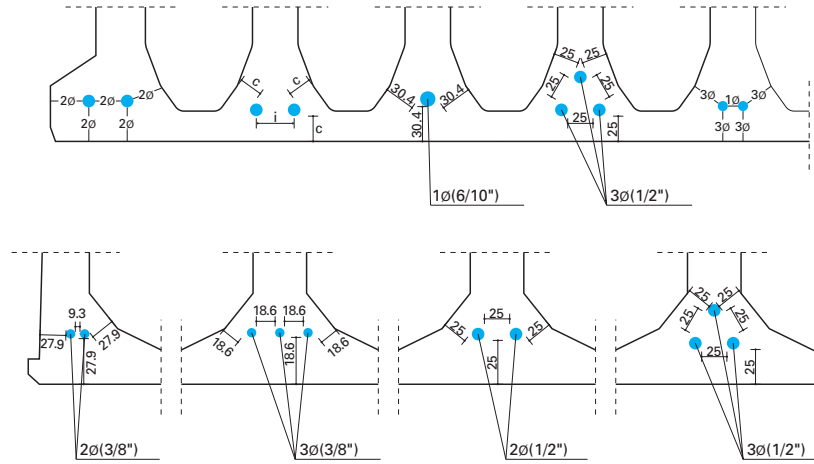
Per le strutture non staffate (lastre alveolari) l'EC 2 UNI ENV 1992-1-1 par. 4.1.3.3. Punto 11 e la Norma EN 1168 al par. 4.3.1.3 prescrivono i seguenti ulteriori valori limite, di ricoprimento delle superfici dei cavi pretesi, comprensivi delle tolleranze ammissibili (vedi Fig. 2.11):

$\mathbf{c} \geq 2\,\phi$ se l'interasse dei cavi è $\geq 3\,\phi$

$\mathbf{c} \geq 3\,\phi$ se l'interasse dei cavi è $< 2{,}5\,\phi$

$\phi$ = diametro del trefolo o del filo; nel caso di diametri vari bisogna considerare il valore medio.

In presenza di fili nervati la distanza deve essere aumentata di 1 $\phi$.




| | | | |
|---|---|---|---|
| Ø del Trefolo | 6/10" | = mm. | 15.2 |
| Ø del Trefolo | 1/2" | = mm. | 12.5 |
| Ø del Trefolo | 3/8" | = mm. | 9.3 |

*Fig. 2.11* *Armature posizionate correttamente. Avendo un controllo di produzione garantito, per un singolo trefolo, i valori minimi di progetto qui sopra indicati per* ***c*** *ammettono il massimo scostamento in difetto di - 5 mm (EN 1168 par. 4.3.3.1 e ENV 1992-1-1 par. 4.1.3.3. Punto 8).*
*Nella versione aggiornata dell'Eurocodice 2, pr EN 1992.1 (Sez. 4) vengono prescritti diversi valori di riferimento per il copriferro e l'interferro. Questi saranno oggetto di un Documento di Applicazione Nazionale da parte di ogni Stato Membro.*

**Tab. 2.1**
**Spessori di ricoprimento** per calcestruzzo avente Classe di Resistenza cilindrica/cubica ≥ C 40/50 N/mm², espressi da Eurocodice EC2 UNI-ENV 1992-1-1: Documento di Applicazione Nazionale Italiano D.M. del 09.01.96 Par. 4.1.3.3 e dalla Norma Italiana D.M. del 14.02.92 Par. 6.2.2.

| **Classi di esposizione** | | **Esempi di condizioni ambientali** | **Spessori di ricoprimento c (mm) di progetto comprensivi di una tolleranza in difetto fino a –5 mm** | |
|---|---|---|---|---|
| | | | **EC 2-DAN D.M. 9.01.96** | **D.M. Ital. 14.02.92** |
| 1 ambiente secco | | interno di edifici per abitazioni normali o uffici (edifici commerciali, pubblici). Ambienti interni non aggressivi: magazzini, autorimess, ecc. | 2 ϕ 20 | 20 |
| 2 ambiente umido | a senza gelo | - interno di edifici in cui vi è elevata umidità (es. lavanderie)<br>- componenti esterni<br>- componenti in terreni e/o acque non aggressivi | 30 | 30 |
| | b con gelo | - componenti esterni esposti al gelo<br>- componenti in terreni e/o acque non aggressivi ed esposti al gelo<br>- componenti interni con alta umidità ed esposti al gelo | 35 | 30 |
| 3 ambiente umido con gelo e impiego di sali di disgelo | | Componenti interni ed esterni esposti al gelo e agli effetti dei sali di disgelo | 40 | 30 |
| 4 ambiente marino | a senza gelo | - componenti totalmente o parzialmente immersi in acqua marina o soggetti a spruzzi.<br>- componenti esposti ad atmosfera satura di sale (zone costiere) | 40 | 30 |
| | b con gelo | - componenti pazialmente immersi in acqua marina o soggetti a spruzzi ed esposti al gelo.<br>- componenti esposti ad atmosfera satura di sale ed esposti al gelo. | 40 | 30 |
| Le classi che seguono si riscontrano sole o combinate con le classi di cui sopra | | | | |
| 5 ambiente chimico aggressivo | a | - ambiente chimico debolmente aggressivo (gas, liquidi, solidi)<br>- atmosfera industriale aggressiva | 35 | 30 |
| | b | - ambiente chimico moderamente aggressivo (gas, liquidi, solidi) | 35 | 30 |
| | c | - ambiente chimico fortemente aggressivo (gas, liquidi, solidi) | 45 | 30 |

Per quanto riguarda la protezione contro la corrosione occorre considerare che lo spessore di ricoprimento minimo di calcestruzzo delle armature di precompressione dipende da diversi fattori quali le dimensioni massime dell'aggregato, il rapporto acqua/cemento nell'impasto, la classe di resistenza del calcestruzzo e la sua composizione chimico fisica, infine l'aggressività dell'ambiente in cui sono poste le strutture.

Il documento di Applicazione Nazionale Italiano D.M. del 09.01.1996 che recepisce per l'Italia la Norma Europea UNI ENV 1992-1-1 al par. 4.1.3.3. tabella 4.2. fa riferimento, nel fissare gli spessori di ricoprimento, alla classe di resistenza del calcestruzzo ed all'aggressività dell'ambiente indicando sei classi di esposizione. La Tab. 2.1 riporta i valori per il copriferro validi per l'Italia per i quali è già compresa la tolleranza fino a - 5 mm.
Viene specificato altresì che per il ricoprimento in direzione degli alveoli può essere adottata la classe di esposizione - 1 -.

La Norma Italiana D.M. del 14.02.1992 (par. 6.2.2) fa riferimento essenzialmente alle dimensioni dell'aggregato ed alle condizioni dell'ambiente

$$\mathbf{c}_{min} \geq \begin{cases} d_g \text{ mm} & \text{dimensione max dell'aggregato} \\ 15 \text{ mm} & \text{per ambiente interno non aggressivo} \\ 25 \text{ mm} & \text{per ambienti esterni od aggressivi} \end{cases}$$

Una differente definizione delle Classi di esposizione viene data dal nuovo Standard UNI-EN 206-1 (dicembre 2000) e dalla versione aggiornata dell'Eurocodice 2 pr EN-1992-1 e viene qui di seguito riportata nella Tab. 2.2.
La successiva Tab. 2.3 formulata da ATECAP esprime la corrispondenza tra le Classi di esposizione (Tab. 2.1) e quelle secondo la più aggiornata EN 206-1 (Tab. 2.2).
Ulteriori prescrizioni UNI e EN 206-1 riguardano il tipo di aggregato e di cemento, il contenuto minimo di cemento ed il rapporto massimo acqua/cemento.
Altri limiti anche più gravosi possono essere imposti per la sicurezza al fuoco come indicati nel capitolo a cui si rimanda per questo specifico argomento.

**Tab. 2.2**
**Classi di esposizione** secondo UNI EN 206-1 (dic. 2000).

| DENOMINAZIONE DELLA CLASSE | DESCRIZIONE DELL'AMBIENTE | ESEMPI DI SITUAZIONI A CUI POSSONO APPLICARSI LE CLASSI DI ESPOSIZIONE |
|---|---|---|
| **1. ASSENZA DI RISCHIO DI CORROSIONE O ATTACCO** | | |
| **XO** | Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, abrasione o attacco chimico. Per calcestruzzo con armatura o inserti metallici: molto asciutto. | Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria molto bassa. |
| **2. CORROSIONE INDOTTA DA CARBONATAZIONE** | | |
| **XC1** | Asciutto o permanentemente bagnato | Calcestruzzo all'interno di edifici con bassa umidità.<br>Calcestruzzo costantemente immerso in acqua. |
| **XC2** | Bagnato, raramente asciutto | Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo.<br>Molte fondazioni. |
| **XC3** | Umidità moderata | Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità moderata oppure elevata.<br>Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia. |
| **XC4** | Ciclicamente bagnato ed asciutto | Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2. |
| **3. CORROSIONE INDOTTA DA CLORURI ESCLUSI QUELLI PROVENIENTI DALL'ACQUA DI MARE** | | |
| **XD1** | Umidità moderata | Superfici di calcestruzzo esposte a nebbia salina |
| **XD2** | Bagnato, raramente asciutto | Piscine<br>Calcestruzzo esposto ad acque industriali contenenti cloruri |
| **XD3** | Ciclicamente bagnato ed asciutto | Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri<br>Pavimentazioni<br>Pavimentazioni di parcheggi |
| **4. CORROSIONE INDOTTA DA CLORURI PRESENTI NELL'ACQUA DI MARE** | | |
| **XS1** | Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare | Strutture prossime oppure sulla costa |
| **XS2** | Permanentemente sommerso | Parti di strutture marine |
| **XS3** | Zone esposte alle onde oppure alla marea | Parti di strutture marine |
| **5. ATTACCO DEI CICLI GELO/DISGELO CON O SENZA SALI DISGELANTI** | | |
| **XF1** | Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo | Superfici verticali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo |
| **XF2** | Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo | Superfici verticali di calcestruzzo di strutture stradali esposte al gelo e nebbia di agenti antigelo |
| **XF3** | Elevata saturazione d'acqua, senza agente antigelo | Superfici orizzontali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo |
| **XF4** | Elevata saturazione d'acqua, con agente antigelo oppure acqua di mare | Strade e impalcati da ponte esposti agli agenti antigelo<br>Superfici di calcestruzzo esposte direttamente a nebbia contenente agenti antigelo e al gelo<br>Strutture marine esposte a onde e al gelo |
| **6. ATTACCO CHIMICO** | | |
| **XA1** | Ambiente chimico debolmente aggressivo secondo EN 206 prospetto 2 | Terreni naturali e acqua a terra |
| **XA2** | Ambiente chimico moderatamente aggressivo secondo EN 206 prospetto 2 | Terreni naturali e acqua a terra |
| **XA3** | Ambiente chimico fortemente aggressivo secondo EN 206 prospetto 2 | Terreni naturali e acqua a terra |

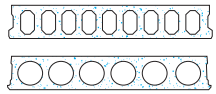
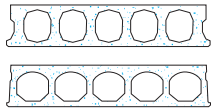
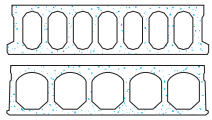
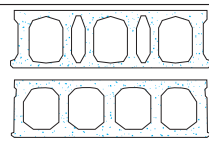
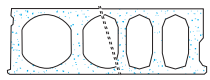
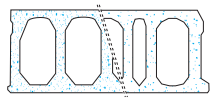
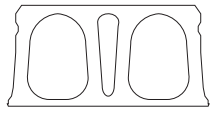
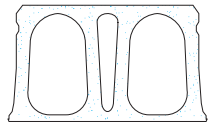
**Tab. 2.3**
**Corrispondenza tra le Classi di esposizione** espresse dall'Eurocodice 2 ENV 1992-1-1 e da ambedue le versioni aggiornate di EN 206-1 e pr EN 1992-1.
Questa tabella è stata formulata da ATECAP.

| AMBIENTE | | CLASSI DI ESPOSIZIONE | | PRESCRIZIONI MINIME | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | ENV 1992-1-1 | Linee guida EN 206-1 | Rapporto A/C max | Classe minima del calcestruzzo |
| SECCO | | **1** | **XO** | 0,65 | C 20/25 |
| UMIDO senza gelo | | **2a** | **XC1 - XC2** | 0,60 | C 25/30 |
| **GELO** | ATTACCO MODERATO senza Sali disgelanti | **2b** | **XF1** | 0,55 | C 30/37 e aggregati resistenti al gelo |
| | ATTACCO INTENSO senza Sali disgelanti | **2b** | **XF3** | 0,50 | C 30/37 con aria e aggregati resistenti al gelo |
| | ATTACCO MODERATO con Sali disgelanti | **3 - 4b** | **XF2** | 0,50 | C 30/37 con aria e aggregati resistenti al gelo |
| | ATTACCO INTENSO con Sali disgelanti | **3 - 4b** | **XF4** | 0,45 | C 35/45 con aria e aggregati resistenti al gelo |
| DEBOLMENTE AGGRESSIVO | | **5a** | **XC3 - XA1 XD1** | 0,55 | C 30/37 |
| MODERATAMENTE AGGRESSIVO | | **4a - 5b** | **XC4 - XA2 XD2 - XS1** | 0,50 | C 30/37 |
| FORTEMENTE AGGRESSIVO | | **5c** | **XA3 - XD3 XS2 - XS3** | 0,45 | C 35/45 |

### 2.2.5. Esempi di sezioni di lastre alveolari, caratteristiche geometriche e portate in semplice appoggio e senza resistenza al fuoco.

La gamma delle sezioni di lastre alveolari offerte dal mercato è talmente vasta che ne risulta impossibile un elenco.
Si riporta nella seguente Tabella 2.4 una esigua esemplificazione di sezioni aventi larghezza uniforme e spessori con misure indicativamente arrotondate.
Anche le caratteristiche geometriche e statiche fornite in tabella riportano valori medi indicativi e sono formulate in base alla classe C 45/55 del calcestruzzo del manufatto mentre la cappa collaborante possiede classe C 25/30.

**Tab. 2.4**

| Le caratteristiche statiche fornite valgono per la larghezza standard della lastra = 1200 mm | Spessore **h** mm | Peso proprio kN/m² | Peso proprio in opera kN/m² | Armatura max mm² | **I** senza cappa cm⁴ | **M** max senza cappa kNm | **V** max senza cappa kN | **h** cappa cm | **I** con cappa cm⁴ | **M** max con cappa kNm | **V** max con cappa kN |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | **150** | 2,30 | 2,45 | 900 | 27.400 | 65 | 40 | 4 | 52.000 | 80 | 45 |
|  | **200** | 2,80 | 3,00 | 1.130 | 66.000 | 115 | 50 | 4 | 110.000 | 140 | 60 |
|  | **250** | 3,30 | 3,50 | 1.180 | 120.000 | 160 | 70 | 4 | 190.000 | 185 | 80 |
|  | **300** | 3,60 | 4,00 | 1.450 | 205.000 | 230 | 80 | 4 | 310.000 | 275 | 90 |
|  | **350** | 4,00 | 4,40 | 1.600 | 315.000 | 320 | 90 | 6 | 520.000 | 380 | 100 |
|  | **400** | 4,70 | 5,30 | 1.900 | 465.000 | 420 | 105 | 6 | 700.000 | 480 | 120 |
|  | **500** | 5,70 | 6,50 | 2.300 | 900.000 | 630 | 135 | 8 | 1.400.000 | 720 | 155 |
|  | **600** | 6,40 | 7,40 | 2.500 | 1.450.000 | 760 | 140 | 8 | 2.200.000 | 870 | 170 |
|  | **700** | 7,30 | 8,40 | 2.650 | 2.200.000 | 980 | 170 | 8 | 3.200.000 | 1080 | 205 |

## 2.3. Modalità di produzione

La macchina formatrice, (estrusore o vibrofinitrice) produce una pista di lastre alveolari avanzando alla velocità di 1,10 ÷ 1,50 m/minuto.
Alcuni operai seguono la macchina formatrice ed intervengono sul calcestruzzo ancora fresco eseguendo alcune operazioni manuali per adeguare il manufatto alle particolari esigenze di progetto (vedi Fig. 2.12).

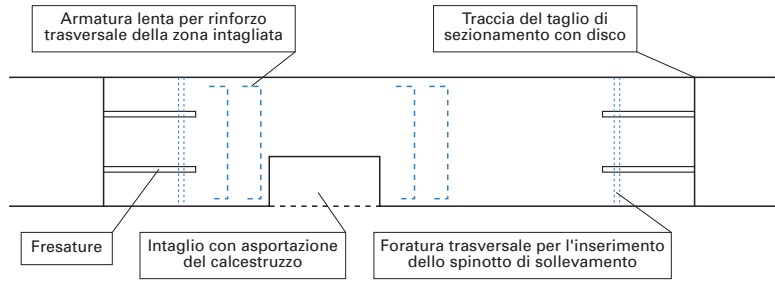



*Fig. 2.12 Interventi manuali su una lastra alveolare immediatamente dopo il getto.*

La prima operazione è il tracciamento della linea di taglio che delimita la lunghezza della lastra con l'immediata apposizione della siglatura per individuare il pezzo.

Sul manufatto vengono anche tracciate le linee di sagomatura ed eseguiti gli eventuali intagli da praticare nel calcestruzzo ancora fresco, nonché le fresature alle testate, le eventuali forature per il sollevamento dei pezzi e l'ammaraggio dell'eventuale armatura lenta supplementare in acciaio lento.

Le operazioni di tracciatura menzionate vengono generalmente eseguite a mano da un operatore qualificato.

Oggigiorno sono apparse le prime macchine elettroniche per la tracciatura automatica secondo il metodo CAM (Computer Aided Manufacturing) per le quali si prevede una notevole diffusione in un futuro abbastanza prossimo.

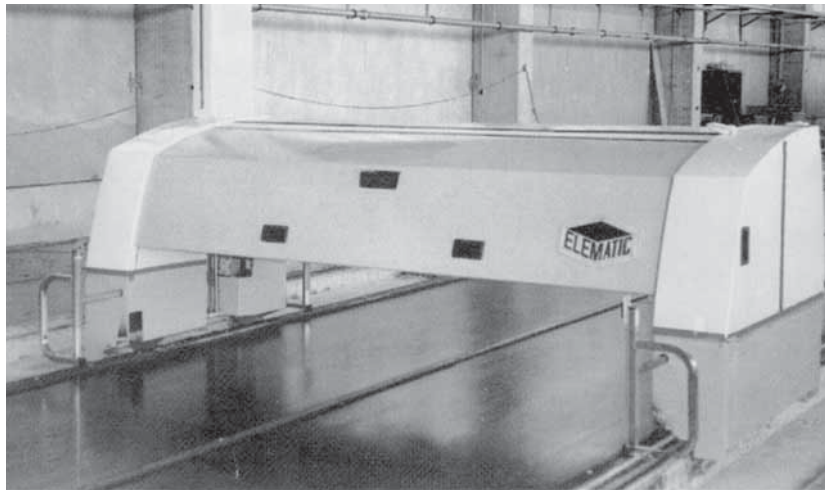



*Fig. 2.13 Tracciatore CAM automatico per lastre alveolari completo di dispositivo di siglatura automatica dei manufatti.*

Le manipolazioni dirette sul calcestruzzo per ricavare intagli o ammarrare ferri aggiuntivi saranno ancora per molto tempo eseguite a mano, eventualmente con l'ausilio di aspiratori idropneumatici per asportare il calcestruzzo ancora fresco.

Quando il calcestruzzo è sufficientemente indurito e ciascun manufatto viene distaccato dal banco di getto seguono ulteriori operazioni: eventuale foratura per scarico acque meteoriche e apposizione dei tappi alle testate degli alveoli come descritto nei paragrafi seguenti.

### 2.3.1. Fresature alle testate

Le fresature illustrate in Fig. 2.14 hanno lo scopo di predisporre gli alloggiamenti entro i quali posizionare ed ancorare in opera gli spezzoni di acciaio lento previsti in progetto per i collegamenti, per l'assorbimento dei momenti negativi agli appoggi e degli sforzi di taglio-flessione alle testate.

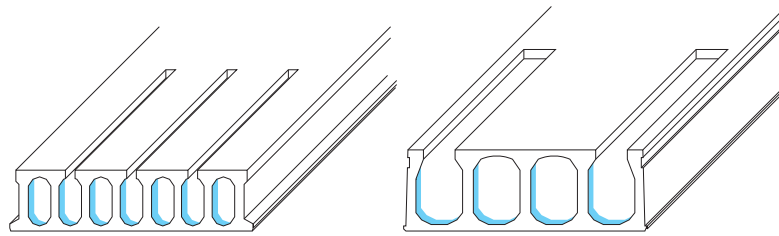


*Fig. 2.14 Le fresature alle testate delle lastre alveolari.*

Le fresature vengono praticate in numero e lunghezza variabile in relazione alle esigenze statiche quando la sola canaletta di unione fra le lastre adiacenti, dislocata generalmente ogni 120 cm, non permette una sufficiente distribuzione delle armature.
E' opportuno tenere in considerazione che i ferri taglio-resistenti alle testate (vedi D.M. del 09.01.96 Art. 7.0.a.) possono essere dislocati ogni 120 cm solo in presenza di carichi molto contenuti (solai di copertura o similari) o in caso di appropriata profondità di appoggio e quindi di verificato ancoraggio dei trefoli di precompressione.

La continuità fra i solai alveolari richiede come minimo una distribuzione ogni 60 cm dei ferri a salvaguardia del momento negativo.
La continuità fra i solai in luce netta richiede una distribuzione ancor più diffusa dei ferri, almeno ogni 30 ÷ 40 cm.

La lunghezza delle fresature deve essere calcolata in modo che la tensione tangenziale media fra il calcestruzzo di riempimento dell'alveolo e quello dell'elemento prefabbricato rispetti i valori di Normativa prescritti (vedi al successivo par. 3.4.1 valori di $\tau_{Rdj}$).

Occorre rilevare infatti che nel caso di una medesima fresatura nella quale venga ancorata sia l'armatura di continuità del solaio che l'armatura di incatenamento, la verifica dell'aderenza fra il calcestruzzo prefabbricato e quello del riempimento deve essere eseguita per la somma degli sforzi in gioco.

### 2.3.2. Le guaine per la neutralizzazione dei trefoli

In alcuni casi di forte armatura può essere richiesto l'annullamento di qualche trefolo per un breve tratto di circa 70 cm in corrispondenza delle testate delle singole lastre alveolari.

Il ciclo produttivo, sia che avvenga per estrusione come per vibrofinitura, permette l'impiego di guaine per neutralizzare i trefoli di precompressione.

Vanno predisposte lungo il banco di getto le indicazioni dei punti di taglio di ciascuna lastra e quindi fissati nelle opportune posizioni i segmenti di guaina tubolare sul trefolo non ancora tesato (per sicurezza dell'operatore) prevedendo l'entità dello spostamento di ciascun punto di fissaggio dovuto alla successiva tesatura del trefolo.

Tale operazione richiede il controllo di personale esperto per i motivi qui di seguito esposti.

- Nell'avanzamento la macchina produttrice tende a spostare in avanti le guaine se non sono perfettamente fissate al trefolo da neutralizzare.

- E' sconsigliato l'uso di guaine aperte da inserire sul trefolo già tesato perché il calcestruzzo verrebbe forzato dalla macchina ad entrare all'interno della guaina rendendola inefficace.

- E' opportuno utilizzare tubetti rigidi in P.V.C. molto resistente, di tipo impiegato nelle canalizzazioni elettriche. Naturalmente il tubo deve essere infilato sul trefolo prima della immorsatura negli ancoraggi.

- Sconsigliabili sono le operazioni alternative di ingrassare i trefoli nei tratti da neutralizzare oppure di pennellare i trefoli con sostanze inibitrici della presa del calcestruzzo per il fatto che l'avanzamento della macchina produttrice sposta tali sostanze in zone dove non si vorrebbe che fossero.

### 2.3.3. Armature supplementari in acciaio lento

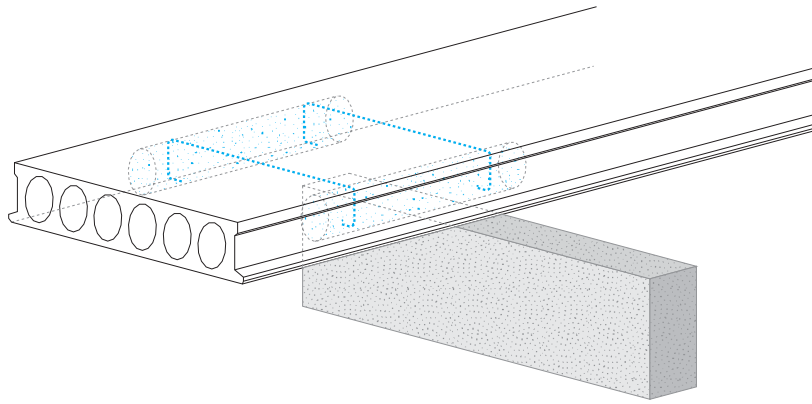


*Fig. 2.15 Esempio di armatura trasversale inserita manualmente a fresco in una lastra con appoggio parziale.*

Molteplici sono i motivi per inserire armature addizionali lente nel calcestruzzo ancora fresco del manufatto come esemplificato nelle figure 2.12; 2.15; 2.16; 2.17.
Il progettista deve sapere che queste operazioni, pur essendo facilmente attuabili, hanno un costo non indifferente e possono essere eseguite esclusivamente su un numero limitato di lastre di una determinata commessa.

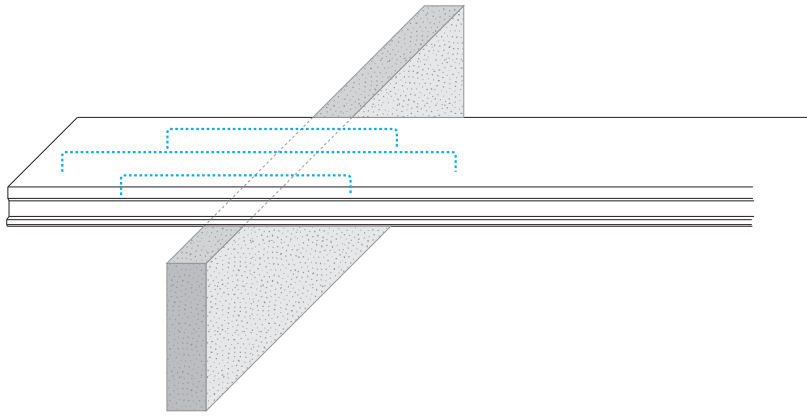


*Fig. 2.16* *Esempio di armatura longitudinale inserita manualmente nel manufatto ancora fresco in corrispondenza di un appoggio con mensola notevolmente caricata.*

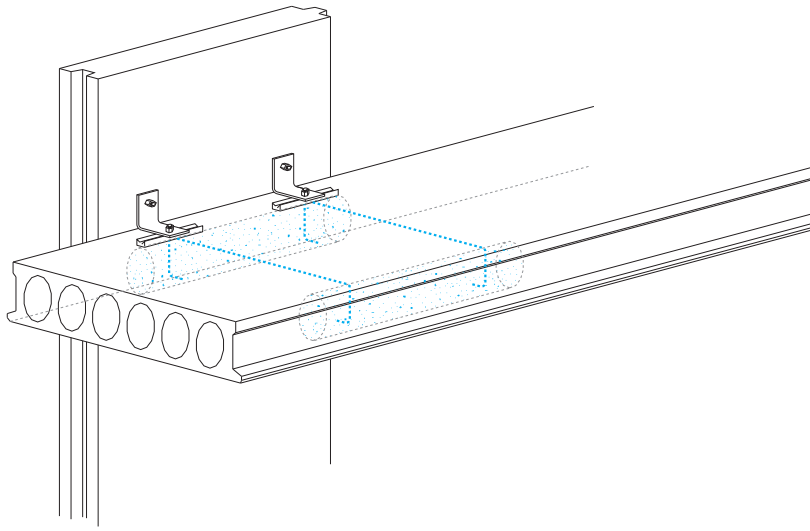


*Fig. 2.17* *Esempio di corretto ammaraggio di profili bullonabili nel margine esterno di una lastra alveolare.*

### 2.3.4. Gli intagli nelle lastre alveolari

Molto spesso alcune lastre alveolari devono essere risegate o intagliate per poter essere adattate alla geometria del progetto.
Queste operazioni vengono eseguite subito dopo il getto, quando il calcestruzzo è ancora fresco, con asportazione del calcestruzzo attorno ai trefoli tesi per permettere, dopo stagionatura, il taglio degli acciai.

In ogni caso le necessità del progettista dell'opera devono essere rese compatibili con le capacità portanti delle lastre alveolari che permettono intagli limitati e attentamente concordati con il progettista delle stesse oppure con un tecnico dell'azienda produttrice.

I trefoli tagliati nelle zone nelle quali è stato eliminato il calcestruzzo applicano la precompressione in posizioni della lastra lontana dalle testate e ciò crea tensioni interne che possono innescare nel calcestruzzo fessure longitudinali dannose per l'integrità della lastra durante le operazioni di stoccaggio, di trasporto e di posa in opera.
Occorre quindi che il direttore di stabilimento dell'azienda produttrice metta a frutto la propria esperienza per attuare le precauzioni indispensabili ad assicurare l'integrità delle lastre intagliate, la loro rispondenza alle esigenze della posa in opera a secco ed infine il rispetto della capacità portante del solaio anche nelle zone indebolite dagli intagli.

Di solito gli intagli di piccole dimensioni nelle testate non creano particolari problemi al manufatto purché siano larghi non più di 40 cm e lunghi circa 50 cm, così come le aperture nel corpo della lastra che interessano i trefoli di una o due nervature e non siano lunghe più di 60 cm.
Naturalmente occorre sempre verificare la portanza residua della lastra intagliata.

In corrispondenza di intagli di dimensioni maggiori è quasi sempre indispensabile rinforzare la lastra con armature lente trasversali ammarrate nel calcestruzzo ancora fresco (vedi Fig. 2.18).

È importante tenere presente che la prima e l'ultima lastra di bordo di un solaio alveolare non possono essere intagliate lateralmente se non vengono predisposti appositi rinforzi progettati con particolare cura.

E' anche necessario predisporre con molta attenzione le modalità di sollevamento delle lastre intagliate mediante adeguati punti di appendimento che ne assicurino l'equilibrio quando essa viene sospesa.

In Fig. 2.18 sono esemplificate varie tipologie di fori e di intagli praticabili con le dovute cautele espressamente evidenziate qui di seguito.

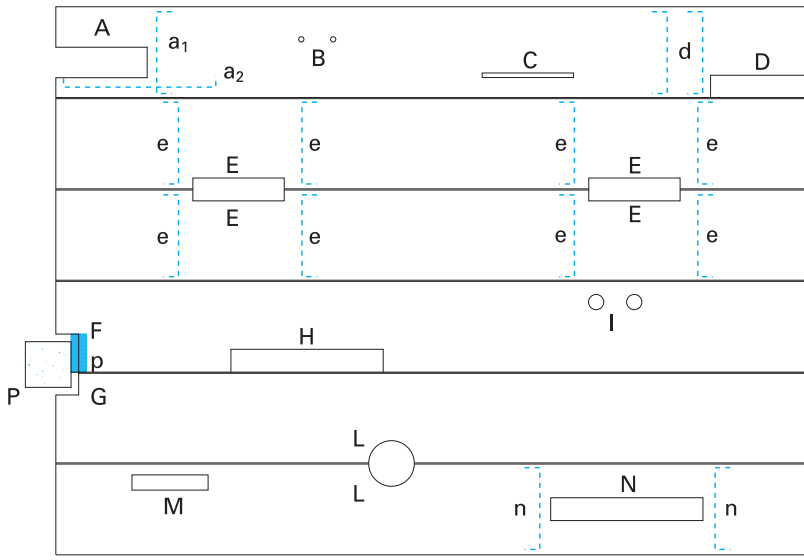



*Fig. 2.18* *Varie possibilità di intagli e di fori praticabili nelle lastre alveolari larghe cm 120 con gli adeguati accorgimenti.*

Intaglio A - Può essere largo fino a 40 cm e deve distare non meno di 30 cm dal margine laterale della lastra. Quando la sua lunghezza supera i 50 cm sono richiesti il rinforzo trasversale -$a_1$- e quello longitudinale -$a_2$-. Sono necessarie le verifiche a taglio.

Fori B e Fessura C - Quando la loro larghezza interessa il solo alveolo non esistono problemi di alcun genere.

Risega D - Non deve superare 40 cm di larghezza, è indispensabile il rinforzo trasversale -d- e la verifica a taglio.

Intagli E - La larghezza di ciascun semi-intaglio non deve superare mai 40 cm, sono indispensabili le armature trasversali - e - e le verifiche della portanza.

Riseghe F - In corrispondenza di pilastri prefabbricati - P - le grandi riseghe - F - devono poggiare su mensole metalliche - p - collegate al pilastro.

Riseghe G - Quando le dimensioni della risega non superano cm 40 x 40 nessun provvedimento è richiesto se non la verifica a taglio.

Intagli H - Quando la larghezza è ≤ 20 cm nessun provvedimento è richiesto oltre al calcolo di verifica della portata.

Fori I - I fori carotati in opera sono molto comodi per passaggi di tubazioni impreviste, è indispensabile il ricalcolo della portanza per annullamento dei trefoli interrotti.

Semifori L - Il raggio non deve superare 40 cm. Vengono praticati a calcestruzzo fresco. Verificare la portanza residua.

Fori M e N - La larghezza non deve superare 30 cm. Deve essere verificata la portanza residua. Se la lunghezza supera cm 60 occorrono i rinforzi - n n - Questi fori possono essere praticati anche in opera mediante adeguati dischi diamantati.

### 2.3.5. Modalità di sollevamento

In alternativa al sollevamento mediante bilanciere munito di ganasce di presa mostrato in Fig. 2.5, il sistema di sollevamento con fune e spinotto (vedi Fig. 2.19) è molto adatto quando un fornitore deve servire un gran numero di cantieri con non grandi quantità di solai alveolari in ciascuno di essi.

Il foro trasversale per lo spinotto di bloccaggio possiede diametro interno ~ 40 mm ed intacca, anche se di poco, la sezione resistente a taglio.
Si consiglia di praticare il foro trasversale nella zona più bassa del manufatto e di adottare tale dispositivo di sollevamento per le lastre con spessore non inferiore a 20 cm.
In presenza di lastre con spessore massimo 20÷24 cm e con peso limitato normalmente a 2,4 ton è talvolta impiegato il sollevamento con forcole in acciaio speciale dotate di certificato di collaudo per la portata massima dichiarata su ciascuna forcola (vedi Fig. 2.19).

Come prescritto dal D.M. del 03.12.1987 (Art. 2.2.1.) è opportuna la verifica dello sbalzo e del taglio nella sezione di sollevamento considerando il peso proprio del manufatto moltiplicato per il coefficiente dinamico minimale 1,15.
Data l'assenza di armatura trasversale nella superficie superiore della lastra interessata dagli sforzi di appendimento è consigliabile, ai fini della sicurezza, l'impiego di funi di emergenza dotate di moschettone per il loro sgancio rapido immediatamente prima dell'appoggio definitivo in opera (vedi Fig. 2.19).

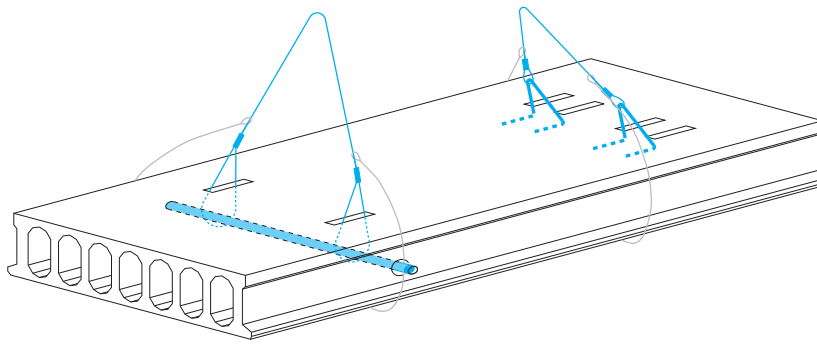


*Fig. 2.19* *Fori per sollevamento con fune e spinotto di bloccaggio, oppure con forcole in acciaio collaudate e certificate. Notare le funi di sicurezza da sganciare immediatamente prima del l'appoggio della lastra.*

### 2.3.6. Forature per scarico acque meteoriche

E' noto che spesso i solai alveolari già in opera, quando rimangono esposti a piogge prima di ricevere il manto impermeabilizzante, trattengono negli alveoli notevoli quantità di acque meteoriche.
Infatti la superficie superiore dei manufatti, anche se munita di cappa, presenta sempre delle discontinuità dovute a ritiro differenziale dei getti integrativi o a microfessurazioni per cui è più permeabile rispetto alla superficie inferiore uniformemente compatta e resa ancor più impermeabile dalla precompressione.

Nelle regioni a clima temperato o caldo la presenza di acqua negli alveoli può provocare il fastidioso inconveniente dello stillicidio che si può manifestare anche dopo molto tempo dalla posa in opera e dall'esecuzione dei getti di completamento.
Nelle regioni a clima più freddo l'acqua inglobata può trasformarsi in ghiaccio e provocare antiestetiche lesioni longitudinali nel calcestruzzo della soletta inferiore.

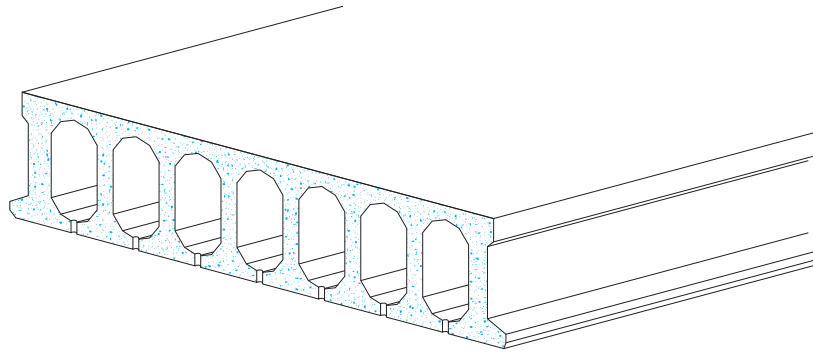


*Fig. 2.20 Foratura per lo scarico delle acque meteoriche con diame tro circa 6 ÷ 8 mm.*

Sia chiaro che anche in questo caso il danno non coinvolge la statica del solaio perché non si verifica variazione nella superficie precompressa.
Questi inconvenienti possono essere evitati provvedendo a forare, subito dopo lo scassero, l'intradosso di ciascuna lastra in corrispondenza di ciascun alveolo (vedi Fig. 2.20).
A questo scopo viene talvolta usato un attrezzo, costituito da una batteria di trapani a percussione, adatto a forare l'intradosso dei manufatti ogni volta che ciò venga richiesto dai committenti.

### 2.3.7. Tappi per gli alveoli

Quando si impiegano lastre alveolari con spessore superiore a 20 ÷ 25 cm in presenza di travi gettate in opera o di cordoli trasversali in getto è raccomandabile tamponare gli alveoli in corrispondenza delle testate delle lastre e al termine delle fresature perché il calcestruzzo gettato non abbia a penetrarvi appesantendoli inutilmente.

I tappi in polistirolo espanso, in plastica stampata oppure in plastica spugnosa generalmente sono posizionati a filo della testata del solaio.

Solo in caso di solai disposti in luce netta su travi gettate in opera o in spessore di solaio è indispensabile, per l'appendimento delle lastre, che il tappo sia posto all'interno dell'alveolo ad una distanza dalla testata almeno pari allo spessore del solaio.
Sotto l'azione della vibratura del getto il tappo non deve essere spinto all'interno dell'alveolo, per cui è necessario che esso sia compresso all'atto della introduzione nell'alveolo oppure venga trattenuto in posizione da qualche dispositivo bloccante.

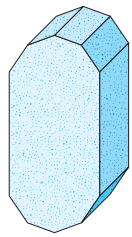
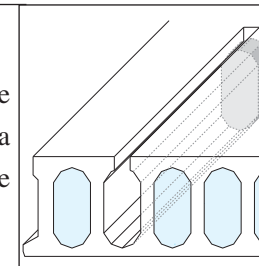
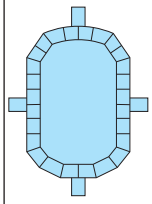
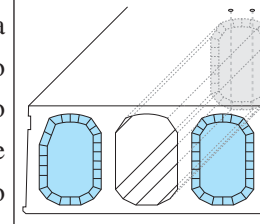
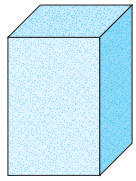
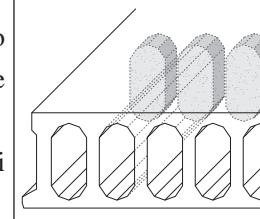
| | | |
|---|---|---|
|  | Tappo in polistirolo espanso. Viene posizionato a filo esterno della testata della lastra e a chiusura delle fresature. |  |
|  | Tappo in PVC stampato. Viene posizionato a filo esterno della testata della lastra oppure, se posto in profondità nell'alveolo, è tenuto in posizione da un paio di barrette metalliche verticali infilate dall'alto nel manufatto fresco. |  |
|  | Tappo spugnoso in poliuretano espanso impiegato esclusivamente in profondità nell'alveolo.<br>Mantiene la posizione per la forza di espansione che esercita. |  |

*Fig. 2.21 Tappi per gli alveoli.*

### 2.3.8. Dispositivi per livellare le displanarità

A causa delle normali tolleranze di produzione, dei differenti tempi di produzione e quindi di stagionatura e qualche volta a causa delle differenti posizioni dei manufatti nelle cataste sul piazzale di stoccaggio, si possono manifestare valori di precompressione e di fluage diversi fra lastre della stessa tipologia e con identica armatura e quindi esse possono mostrare al montaggio in opera differenti controfrecce che si evidenziano all'intradosso fra lastre adiacenti.

Gli eccessivi gradini di displanarità possono essere però corretti e ricondotti a valori accettabili mediante l'ausilio di appositi dispositivi che devono essere applicati prima del getto delle unioni longitudinali (vedi Fig. 2.22).

I dispositivi illustrati agiscono molto efficacemente quanto più snelli sono i manufatti; essi sono generalmente costituiti da tiranti a vite o da puntoni in tondo d'acciaio.

In presenza di lastre di grande spessore o con snellezze limitate occorre applicare due o anche tre tiranti allineati per ridurre una sola displanarità. Naturalmente occorre isolare il tirante dal calcestruzzo di getto per poterlo smontare liberamente non appena il getto circostante è sufficientemente indurito, cioè dopo circa 2 ÷ 3 giorni.

In alternativa ai tiranti possono essere impiegati puntoni in tondo d'acciaio per trattenere in posizione corretta il profilo laterale delle lastre disallineate. La lastra più bassa deve essere forzata verso l'alto ed ivi bloccata da uno o più puntoni, la conformazione del profilo deve essere adatta a facilitarne il bloccaggio.

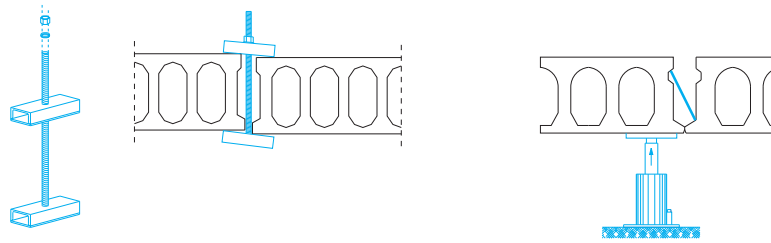


*Fig. 2.22* *Esempio di tirante ed esempio di puntone in tondo di acciaio Ø 16 mm per ridurre i gradini di displanarità.*

## 2.4. Tolleranze

Le dimensioni geometriche delle singole lastre alveolari e le coordinate spaziali del loro posizionamento relativo possono scostarsi leggermente dai valori nominali di progetto purché le variazioni dimensionali siano accettabili per la struttura in costruzione. Queste variazioni dimensionali vengono dette tolleranze.

Per i manufatti aventi funzione statica, le tolleranze dimensionali devono essere definite nei disegni di progetto allo scopo di non compromettere la sicurezza della struttura nelle sue varie fasi di vita.

Si individuano tre gruppi di tolleranze che tendono talvolta a sommarsi, aggravandosi vicendevolmente:

- le tolleranze di produzione del manufatto (o tolleranze dimensionali);

- le tolleranze di montaggio in opera del manufatto;

- le tolleranze fra gli interassi delle strutture portanti, predisposte in cantiere per ricevere il manufatto.

Tutti questi limiti di tolleranza devono sempre essere chiaramente indicati dal progettista in funzione del tipo di struttura portante; di tali valori si dovrà tener conto nelle verifiche di sicurezza.

Si adotteranno di regola le tolleranze qui di seguito indicate ricavate dall'EUROCODICE 2 ENV 1992-1-1, dalla Norma EN 1168 e dal documento FIP - QUALITY ASSURANCE OF HOLLOW CORE SLAB FLOORS.

E' ammesso che il progettista o il produttore adottino valori delle tolleranze diversi da quelli qui indicati purché siano chiaramente riportati sui disegni, e purché l'intero progetto sia conforme ai valori previsti.

Per quanto riguarda altri problemi di accettabilità dei solai alveolari il progettista può consultare il documento FIP: "QUALITY ASSURANCE OF HOLLOW-CORE SLAB FLOORS" che talvolta viene adottato come documento di riferimento contrattuale nei rapporti di fornitura di solai alveolari.

### 2.4.1. Tolleranze dimensionali e di montaggio

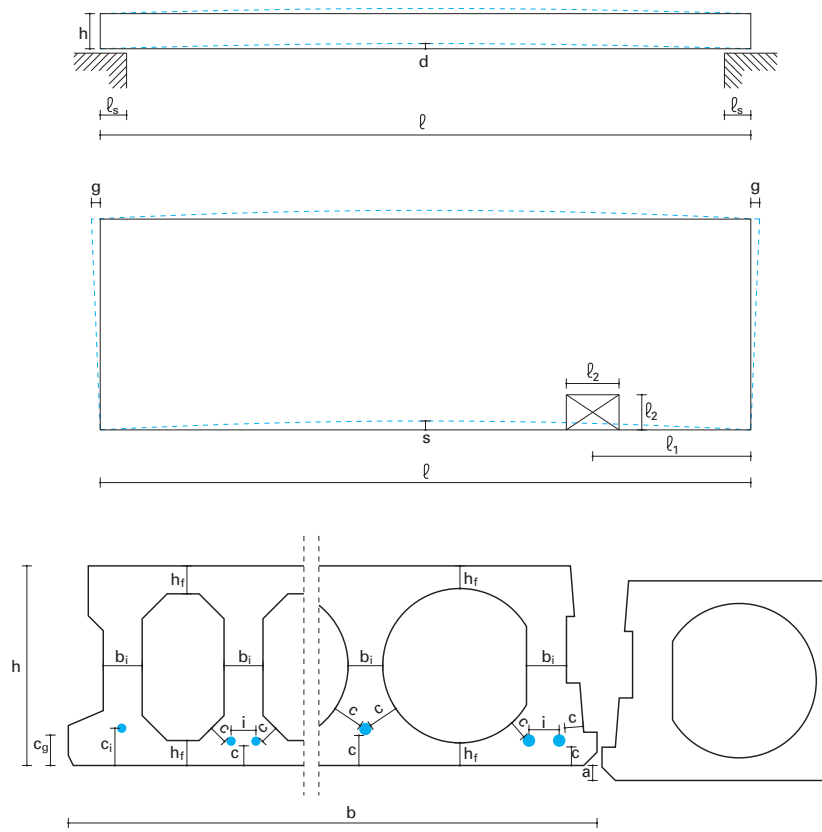



*Fig. 2.23 Riferimenti geometrici per le tolleranze dimensionali e di montaggio.*

**Scostamenti massimi:**

1) Lunghezza ($\ell$) del manufatto (EN 1168 par. 4.3.1.5.2) ± 25 mm
Quando la profondità di appoggio è minima si raccomanda uno scostamento particolarmente ridotto.
(FIP ASSURANCE Tabella 4 punto 1)

2) Larghezza (b) per lastra standard (EN 1168 par. 4.3.1.5.2) ± 5 mm
Per lastra sottomodulo ± 15 mm ÷ ± 25 mm
(FIP ASSUR. Tab. 4 punto 2)
La larghezza è misurata nel punto più largo della lastra

3) Spessore (h) per h ≤ 150 mm - 5 mm + 10 mm
per h = 440 mm ± 15 mm
Per gli altri spessori si interpola linearmente
(EN 1168 par. 4.3.1.5.1.a)

4) Spessore della nervatura
Nervatura singola ($b_i$) - 10 mm
Spessore globale delle nervature ($b_w$) - 20 mm
(EN 1168 par. 4.3.1.5.1.b)

5) Spessore della voltina ($h_f$) sopra e sotto gli alveoli.
Voltina singola ($h_f$) - 10 mm + 15 mm
valore medio (sopra o sotto) - 5 mm
(EN 1168 par. 4.3.1.5.1.c)

6) Posizionamento dell'armatura di precompressione inferiore.
Trefolo o filo singolo ($c_i$)
per h ≤ 200 mm ± 10 mm
per h > 200 mm ± 15 mm
Baricentro dei trefoli ($c_g$) ± 7 mm
(EN 1168 par. 4.3.1.5.1.d)

7) Copriferro dell'armatura di precompressione (c)
ed interferro (i) fra i trefoli
Scostamento rispetto ai valori minimi di progetto - 5 mm
con controllo di produzione garantito
(EC2 - UNI ENV 1992 -1-1 par. 4.1.3.3. Punto 8)

8) Sviamento (g) del taglio eseguito con segatrice a disco 10 mm
(FIP ASSURANCE Tab. 4 punto 6)

9) Disallineamento (s)
(FIP ASSURANCE Tab. 4 punto 7)
per l ≤ 12 m 5 mm
per l > 12 m 10 mm

10) Controfreccia (d) (vedi par. 5.7 Cap. 5°)
Scostamento medio dal valore di calcolo $\pm \ell/1000$
Scostamento massimo di singole lastre $\pm \ell/500$
La controfreccia nominale massima deve essere limitata a $\ell/300$
(FIP ASSURANCE Tab. 4 punto 8)

11) Aperture, intagli e piastre di fissaggio ($l_1$ e $l_2$)
Fori praticati nel calcestruzzo fresco ± 25 mm
Fori praticati nel calcestruzzo indurito ± 15 mm
Piastre di fissaggio ammarrate in stabilimento ± 20 mm
(FIP ASSURANCE Tab. 4 punto 9)

12) Displanarità nella singola lastra per torsione elicoidale
Scostamento massimo dalla planarità 15 mm
(FIP ASSURANCE Tab. 4 punto 10)

13) Rientro ammissibile dei trefoli nella testata $\Delta l_o$ (vedi Tabella 2.3)
(per il calcolo vedi EN 1168 par. 4.2.3.2. e EC2 ENV 1992-1-1 par. 4.2.3.5.6. punto 4 e Tab. 4.7.)
I valori indicati sono validi nelle seguenti circostanze:

- resistenza del cls. al rilascio dei trefoli $f_{ck} = 30\ N/mm^2$
- tensione degli acciai dopo il rilascio $\sigma_{pmo} = 1250\ N/mm^2$
- limite superiore della lunghezza di trasm. $l_{bpd} = 84\ \phi$

**Tab. 2.5** (vedi esempio di calcolo 3.5 nel par. 3.5.4.)

| **Armatura** | **$\phi$ nominale** | **$\Delta l_0$ medio** | **filo singolo 1,3 $\Delta l_0$** |
|---|---|---|---|
| Treccia 3$\phi$3 | $\phi$ 6,5 mm | 1,4 mm | 1,8 mm |
| Trefolo 3/8" | $\phi$ 9,3 mm | 2,0 mm | 2,6 mm |
| Trefolo 1/2" | $\phi$ 12,5 mm | 2,6 mm | 3,4 mm |
| Trefolo 0,6" | $\phi$ 15,2 mm | 3,1 mm | 4,1 mm |

14) Profondità di appoggio $l_{s\ min}$
EC2 ENV 1992-1-3 art.4.5.5.2. 65 mm ÷ 100 mm
Scostamento massimo in opera -25 mm
Norma Italiana D.M. del 03.12.1987 (par. 2.4.1.)
Minimo appoggio definitivo in opera 50 mm
Minimo appoggio provvisorio in opera 30 mm

15) Displanarità (a) fra lastre adiacenti
Il gradino è accettabile quando è minore di $\ell/1000$
Oppure quando è inferiore ad un valore definito contrattualmente e prescelto fra i valori limite 8 mm e 15 mm
(FIP ASSURANCE par. 6.1.3.)
Tali valori sono accettabili anche come displanarità residua dopo eventuale aggiustamento in opera.

# Capitolo 3º
# PARTICOLARITÀ STATICHE

## 3.1. Generalità

La lastra alveolare precompressa, così come esce dallo stabilimento di produzione, è una struttura orizzontale autoportante atta a sopportare, anche in semplice appoggio, i sovraccarichi per i quali è verificata.

L'applicazione certamente più semplice e più diffusa della lastra alveolare è la formazione di solai in semplice appoggio, senza alcun getto integrativo in opera, se non per la sutura delle unioni longitudinali fra lastra e lastra.

Per l'ottimizzazione degli impieghi risulta spesso applicabile una progettazione più evoluta.

E' possibile, ad esempio, vincolare le lastre alle strutture di contorno in modo da ottenere funzioni statiche più complesse, ma adeguate alle esigenze sempre più frequenti di realizzare edifici strutturalmente monolitici e durevoli nel tempo.

Possono essere quindi progettati e realizzati i vincoli di incastro, la continuità statica fra solai, la diffusione trasversale dei carichi concentrati, il sostentamento del solaio in luce netta fra travi gettate in opera, il funzionamento a diaframma anche per edifici antisismici.

Lo studio approfondito delle particolarità statiche e delle connessioni che vengono presentate in questo capitolo e nel prossimo, risulta fondamentale per poter affrontare, con padronanza progettuale, i casi particolari per i quali è richiesta una specifica soluzione ingegneristica di buon livello.

## 3.2. Spessore del solaio

Alla voce MOTIVI TECNICI del precedente paragrafo 1.3. è stato illustrato come il solaio alveolare, a parità di momento inerziale rispetto alle altre tipologie di solaio, si presenta più rigido e molto meno soggetto alle deformazioni differite nel tempo grazie alla molto elevata resistenza del calcestruzzo e quindi del maggior modulo di elasticità.

Per queste ragioni il solaio alveolare può possedere spessori sensibilmente ridotti rispetto alle altre tipologie di solaio a parità di luci e di sovraccarichi.

La possibilità di avere a disposizione solai con spessori molto contenuti si dimostra di primaria importanza negli edifici con volumetrie o altezze strettamente vincolate ed anche nelle opere sotterranee dove ogni centimetro di scavo evitato comporta notevoli risparmi.

Tuttavia, occorre prestare molta attenzione all'applicazione di solai alveolari, oltremodo snelli, per non incorrere nei seguenti inconvenienti sia estetici che tecnici:

- controfrecce eccessivamente accentuate;
- gradini di displanarità visibili all'intradosso fra lastra e lastra più accentuati a causa delle inevitabili differenze di controfreccia;
- possibilità di distacchi fra manufatto troppo snello ed eventuale cappa superiore (come già considerato nel precedente paragrafo 3.2.1);
- possibilità di fessurazioni nelle tramezzature rigide o vetrate;
- possibilità di cattivo funzionamento degli infissi.

A salvaguardia della funzionalità e dell'aspetto estetico della struttura sia la Norma Italiana D.M. del 09.01.96 cap. 7, sia le Istruzioni CNR 10025/98 par. 2.2.1 sono orientate a prescrivere rapporti fra luce di calcolo e spessore del solaio $l_c/h$ che si ritengono adeguati ad assicurare i requisiti di rigidezza sufficienti.

In particolare per i solai alveolari sono da considerarsi valide le seguenti prescrizioni:

Per solai alveolari con soletta integrativa avente spessore **s**, per tener conto del contributo della soletta gettata in opera normalmente di classe C25/30 rispetto al prefabbricato di classe C45/55, si raccomanda che lo spessore **h+s** sia tale da rispettare i seguenti rapporti di snellezza
(Istruzioni CNR 10025/98 par. 2.2.1):

- solai in semplice appoggio $\dfrac{l_c}{h + s/2} \leq 35$

- solai parzialmente incastrati o in continuità $\dfrac{l_c}{h + s/2} \leq 42$

Per solai alveolari senza soletta integrativa **s=0** (D.M. del 09/01/1996 art. 7.3.2.) vanno di conseguenza rispettati i seguenti rapporti di snellezza:

- solai in semplice appoggio $l_c/h \leq 35$
- solai parzialmente incastrati o in continuità $l_c/h \leq 42$

È ammessa deroga dalle citate limitazioni per i solai di semplice copertura, purché non si tratti di coperture piane di edifici di tipo civile che prevedono tramezzature o partizioni interne perché in tal caso si consiglia di attenersi alle snellezze dei solai portanti.

È ammessa deroga dai citati limiti anche qualora una adeguata sperimentazione su prototipi sia suffragata da calcoli che tengano conto dei comportamenti non lineari, della fessurazione e della deformazione viscosa.

In tal caso il D.M. 09/01/96 art. 7.3.2 e le Istruzioni CNR 10025/98 par. 2.2.1 prescrivono che la sperimentazione e il calcolo possano dimostrare che:

a) la freccia incrementale istantanea elastica $\upsilon_{is}$ dovuta alla combinazione rara delle azioni sia: $\upsilon_{is} \leq l_c/1000$

b) la freccia incrementale a tempo infinito $\upsilon_{\infty}$ dovuta alla combinazione quasi permanente delle azioni sia: $\upsilon_{\infty} \leq l_c/500$

Naturalmente le frecce incrementali qui considerate saranno conteggiate a partire dalla situazione del solaio in opera scarico e verranno misurate dall'abbassamento subìto dalla sezione mediana del solaio sotto i carichi permanenti e accidentali previsti in a) e b) senza tenere in alcun conto le eventuali controfrecce iniziali del solaio scarico.

Se la sperimentazione viene eseguita non in opera ma a terra o in laboratorio, su lastre isolate, occorre che siano ricostruiti i vincoli agli appoggi come se il solaio fosse in opera.

Per quanto riguarda gli spessori minimi dei solai di semplice copertura a falde, anche se non espressamente previsti dalle normative, si raccomandano i seguenti rapporti di snellezza:

- per coperture in semplice appoggio $l_c/h \leq 50$
- per coperture in continuità $l_c/h \leq 55$

Si desidera evidenziare al progettista il problema delle coperture piane troppo snelle che,sottoposte a carichi di rara frequenza, possono trasformarsi in catini tali da non essere in grado di smaltire le acque meteoriche.
Per questi tipi di coperture si raccomandano i limiti di snellezza normati per i solai portanti.

Il rapporto di snellezza delle lastre alveolari impiegate come pareti di tamponamento può essere $l/h \leq 60$

## 3.3. L'unione a nocciolo

Il buon funzionamento statico del solaio alveolare dipende molto dall'efficienza dell'unione a nocciolo, realizzata con il getto in opera della canaletta che si crea accostando due lastre le cui fiancate sono opportunamente sagomate (vedi Fig. 3.1).

Questa unione contribuisce efficacemente a garantire la monoliticità del solaio e ad essa è affidata la capacità del solaio di distribuire trasversalmente i carichi concentrati ottenendo l'effettiva collaborazione delle lastre adiacenti secondo linee di influenza sperimentalmente verificate.

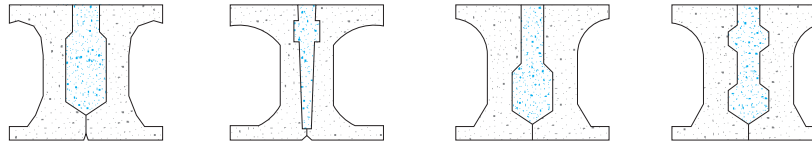


*Fig. 3.1 Unioni a nocciolo*

L'unione a nocciolo funziona come una cerniera cilindrica capace di trasmettere sforzi taglianti verticali ma non momenti flettenti.
Come risulta intuitivamente evidente, il solaio alveolare può essere considerato teoricamente come una successione di travi unite fra loro mediante cerniere cilindriche.

Questa teorizzazione descrive il comportamento della struttura con tanta maggiore esattezza quanto più le singole lastre alveolari sono assimilabili a travi.

Quando invece le singole lastre alveolari sono più assimilabili ad una piastra, piuttosto che a travi, conviene considerare il solaio come una successione di piastre unite fra loro mediante cerniere cilindriche (vedi Fig. 3.2).

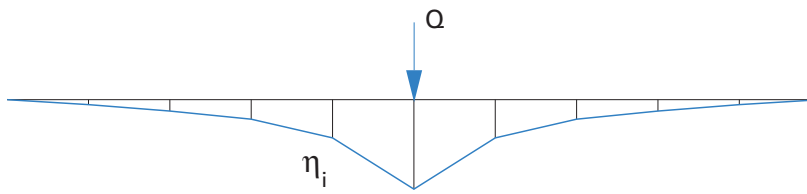



*Fig. 3.2 Linea di influenza di un carico concentrato su un solaio alveolare con funzionamento a piastre incernierate. (Prof. A. Migliacci - 1967 - Politecnico di Milano)*

La ripartizione dei carichi in senso trasversale dipende anche dal numero di lastre adiacenti l'unione direttamente caricata: la ripartizione risulta penalizzata se il carico non possiede da entrambi i lati un tratto di solaio sufficientemente largo.

Quando un solaio alveolare possiede una soletta superiore collaborante armata da rete elettrosaldata, l'unione a nocciolo funziona come una cerniera cilindrica solo in caso di inflessioni verso il basso mentre risultano contrastate dalla resistenza a trazione dell'armatura della soletta le inflessioni verso l'alto.

In questo caso l'unione, oltre che trasmettere sforzi taglianti, trasmette anche momenti negativi trasversali (vedi Fig. 3.3).

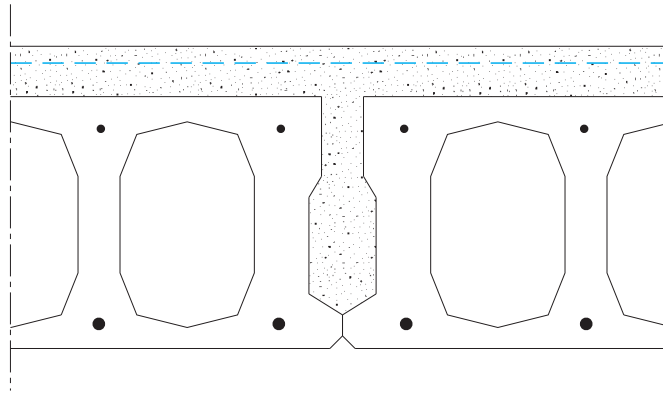


*Fig. 3.3 Unione a nocciolo con soletta superiore armata o non armata*

Qualora l'unione a nocciolo debba contenere del ferro lento d'armatura per incatenamenti, secondo la Norma Italiana D.M. del 03.12.87 (Art. 2.11.2.b) essa viene considerata come un cordolo e deve possedere larghezza minima di cm. 5 e media di cm. 8 (vedi Fig. 3.4).

Queste dimensioni dell'unione a nocciolo con funzioni di alloggiamento per armature lente hanno valore soprattutto per le zone sismiche, ma sono consigliabili anche nelle zone non sismiche per i seguenti motivi:

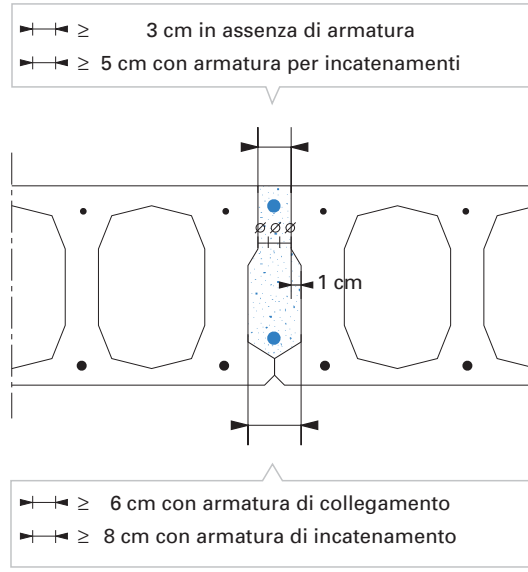



*Fig. 3.4* *Unione a nocciolo, dimensioni minime in presenza di armature di collegamento e quando sono previste armature di incatenamento (D.M. del 03.12.87 par.2.11.2 b comma 3)*

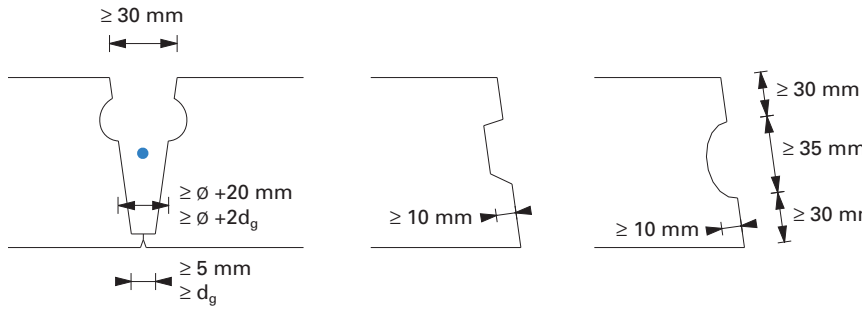



*Fig. 3.5* *Unione a nocciolo, sagome e dimensioni minime (Proposte dalla Norma pr. EN 1168 Art. 4.3.4.e Allegato Informativo A)*

- nella parte superiore dell'unione viene posta normalmente parte dell'armatura di continuità dei solai; è necessario che tale armatura sia ben avvolta dal calcestruzzo;

- nella parte sia superiore che inferiore dell'unione viene posta l'armatura di collegamento fra solaio alveolare e travi gettate in opera senza appoggio per il solaio; occorre che l'avvolgimento di tale armatura ne garantisca la massima funzionalità e protezione;

- in corrispondenza degli appoggi, comunque realizzati, possono essere poste in opera, al livello più basso possibile nella canaletta d'unione parte delle armature taglio resistenti (D.M. del 09.01.1996 Art. 5.3.1.) ed è indispensabile che queste armature siano ben avvolte nel calcestruzzo.

Qualche particolare attenzione viene richiesta durante l'esecuzione del getto integrativo delle unioni longitudinali perché gli sforzi di taglio possano essere trasmessi correttamente.

La Guida FIP "Quality Assurance of hollow core slab floors" punto 6.3 prescrive la classe minima del getto, il diametro massimo dell'aggregato (si consiglia non sia superiore a 8 mm) la consistenza del getto, la pulizia della canaletta e, soprattutto che il conglomerato non manifesti in seguito fessurazioni da ritiro.

In presenza di particolari carichi ciclici o vibranti è doveroso ricorrere a calcestruzzi più resistenti ed eventualmente alla predisposizione di tasche per l'inserimento di staffe di collegamento trasversale.

Per inciso si fa notare che in questo testo è stata adottata la dizione "unione a nocciolo" in luogo della più diffusa dizione "giunto a nocciolo" poiché, per definizione (D.M. del 03.12.87 Art. 2.4), per "unione" si intendono collegamenti tra parti strutturali atti alla trasmissione di sollecitazioni.
Mentre per "giunti" si intendono spazi fra parti strutturali atti a consentire ad esse spostamenti mutui senza trasmissione di sollecitazioni.

## 3.4. Solaio alveolare con cappa superiore

Il solaio alveolare generalmente non necessita di cappa superiore, la quale viene invece appositamente prevista nei casi ove è richiesta una portata maggiore di quella ammissibile dal solaio senza cappa, oppure quando è richiesta dal progetto una armatura trasversale discreta o continua costituita, di solito, da rete elettrosaldata ammarrata nella cappa.
In realtà la cappa superiore collaborante, anche se costituita da calcestruzzo avente resistenza caratteristica dimezzata rispetto al calcestruzzo del manufatto prefabbricato, incrementa l'inerzia del solaio per quanto le compete rendendolo atto a sopportare sovraccarichi maggiori di quelli sopportabili dallo stesso solaio senza cappa.

La cappa migliora la rigidezza complessiva del solaio e, specialmente se è armata, incrementa sensibilmente la distribuzione trasversale dei carichi concentrati.
Inoltre favorisce nel solaio il comportamento a piastra o a diaframma (vedi D.M. del 09.01.96 par. 7.3.1.). Di conseguenza i solai alveolari impiegati per la realizzazione di piccoli impalcati stradali vengono generalmente progettati con cappa armata collaborante.
Nei solai alveolari degli edifici industriali e delle autorimesse, ove i carichi sono mobili, la cappa armata collaborante viene spesso lisciata al quarzo per ottenere in modo molto conveniente la finitura del pavimento.

Il D.M. 09.01.1996 (par. 7.3.4.) prescrive che la soletta di completamento gettata in opera per essere staticamente collaborante deve avere spessore di almeno 4 cm, ed essere armata da rete elettrosaldata.
La Norma Italiana D.M. del 03.12.87 (par. 2.11.1.3.) prescrive obbligatoriamente per i solai formati da elementi prefabbricati in zone sismiche, un vincolo che sia in grado di trasmettere le forze orizzontali a prescindere dalle forze d'attrito.
Per i solai alveolari in zona sismica è spesso conveniente prevedere un'armatura trasversale di collegamento agli incatenamenti perimetrali e tale armatura viene normalmente inserita nella cappa.

### 3.4.1. Tensioni tangenziali fra getti in opera e manufatti prefabbricati

E' indispensabile prestare attenzione ai problemi della solidarizzazione tra la cappa gettata in opera e la superficie superiore del manufatto già abbondantemente stagionata, così come tra il getto armato di una fresatura o di una unione longitudinale ed il manufatto stesso.

Il D.M. 09.01.1996 al par. 7.1.6.2. (tutto il cap. 7.1.6. vale anche per i solai alveolari pur essendo stato scritto per i solai con travetti precompressi, vedi par. 7.3.3.) prescrive la necessità di verificare che la tensione tangenziale di esercizio media tra un elemento prefabbricato ed il conglomerato gettato in opera, risulti inferiore a 0,30 N/mm$^2$ per superficie di contatto liscia e a 0,45 N/mm$^2$ per superficie scabra.

La Norma Europea ENV 1992-1-3 e la più aggiornata pr EN 1992-1 sono molto più caute a questo proposito perché in modo molto simile l'una all'altra prescrivono che fra un calcestruzzo prefabbricato ed uno gettato in opera (quindi anche fra cappa e lastra alveolare oppure fra il getto di una fresatura ed il calcestruzzo prefabbricato di contorno), la tensione tangenziale $\tau_{Sdj}$ calcolata all'unione non deve superare il seguente valore allo Stato Limite Ultimo (S.L.U.):

$$\tau_{sdj} \leq \tau_{Rdj}$$

con

$$\tau_{Rdj} = k_t \tau_{Rd} + \mu \sigma_N + \rho f_{yd} (\mu \text{ sen } \alpha + \cos \alpha)$$

e comunque, in presenza di collegamenti metallici fra lastra e cappa, deve essere verificata anche quest'altra limitazione

$$\tau_{Rdj} \leq 0{,}5\, \nu\, f_{cd}$$

dove

$\tau_{Rdj}$ = resistenza tangenziale allo scorrimento per unità di superficie allo S.L.U.

$\nu$ = fattore di efficienza ~ 0,5

$f_{cd}$ = valore di calcolo della resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo della cappa o gettato nell'unione fra due lastre e nelle fresature (vedi tabella 5.1 al prossimo Capitolo 5°)

$k_t$ = 1,4 e $\mu = 0,6$ per superfici estruse o vibrofinite (UNI-ENV 1992-1-3 par. 4.5.3.3. Tab. 4.1.1.5)

$k_t$ = 1,8 e $\mu = 0,7$ per superfici rastrellate per almeno 3 mm. di profondità (idem)

$\tau_{Rd}$ = $0,25\, f_{ctk\,0.05} / \gamma_c$ resistenza unitaria a taglio di calcolo di riferimento (i valori sono dati dalla Tab. 5.1 al prossimo Capitolo 5°)

$\sigma_N$ = tensione per unità di superficie di una forza verticale esterna (se esiste) positiva se di compressione e negativa se di trazione; in ogni caso $\sigma_N \leq 0,6\, f_{cd}$

$\rho$ = $A_s/A_c$ con $A_s$ = area dell'armatura che attraversa la superficie dell'unione (se esiste)

e $A_c$ = area presa in conto per lo sforzo di taglio

$f_{yd}$ = valore di calcolo della resistenza a trazione dell'armatura

$\alpha$ = angolo fra l'armatura e la superficie dell'unione (compreso fra 45° e 90°)

$\mu$ = coefficiente di attrito.

In mancanza di collegamenti metallici e di forze verticali esterne deve essere perciò

$$\tau_{Sdj} \leq \tau_{Rdj} = k_t\, \tau_{Rd}$$

Ciò significa che in presenza di una cappa costituita da calcestruzzo avente resistenza caratteristica cilindrica/cubica C 25/30, essendo $\gamma_c = 1.6$, si ha (D.A.N. italiano D.M. 09.01.96 par. 4.3.2.3 prospetto 4.8 e Tab. 5.1 al seguente Capitolo 5°):

$f_{ck} = 25\ N/mm^2$

$\tau_{Rd} = 0,28\ N/mm^2$

$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 15,6\ N/mm^2$

Per cui la massima resistenza tangenziale $\tau_{Rdj}$ di scorrimento fra i calcestruzzi allo S.L.U. sarà:

- per superficie estrusa o vibrofinita ($k_t = 1,4$)
  $\tau_{Rdj} = 0,39\ N/mm^2$
- per superficie rastrellata per almeno 3 mm di profondità ($k_t = 1,8$)
  $\tau_{Rdj} = 0,50\ N/mm^2$

- in presenza di collegamenti metallici può essere
  $\tau_{Rdj} = 3{,}90\ N/mm^2$

Il valore massimo $\tau_{sdj} \leq 0{,}39\ N/mm^2$ può essere considerato accettabile anche per il getto delle fresature contenenti armature in acciaio lento, purché non esista l'eventualità di possibili fessurazioni longitudinali. Il caso invece dell'unione longitudinale gettata fra due lastre adiacenti e contenente armatura di collegamento deve prevedere un valore medio molto più limitativo:

- $\tau_{Rdj} \leq 0{,}1\ N/mm^2$

come prescritto al paragrafo 4.5.3.3 punto 106 della Norma UNI-ENV 1992-1-3.

Ritornando al caso della superficie di contatto fra la cappa in getto e la superficie superiore del solaio alveolare, essa è talmente vasta che nei casi pratici il valore della tensione tangenziale sotto l'azione del momento flettente in esercizio risulta sempre $\tau < 0{,}20\ N/mm^2$.
Il funzionamento statico sembrerebbe quindi sempre salvaguardato, anche con la superficie del manufatto non corrugata, però in qualche caso potrebbe verificarsi il fenomeno del distacco della soletta dalla lastra quando si è in presenza di particolari condizioni quali:

- eccessiva snellezza del solaio che subisce forti deformazioni al passaggio dei carichi mobili.

- presenza di carichi vibranti o ciclici che inducono perdite di aderenza per fenomeni di fatica e/o di diversa risposta elastica fra calcestruzzo della cappa e del manufatto.

- presenza di polveri o impurità sulla superficie del manufatto prima del getto della cappa.

- presenza di ristagni d'acqua sulla superficie del solaio prefabbricato prima del getto.

Per eliminare l'eventualità di questi distacchi è quindi preferibile corrugare appositamente la superficie superiore dei manufatti mediante apposito rastrello applicato alla macchina produttrice, ed è inoltre raccomandata la pulizia delle superfici prima del getto della cappa senza che vi si formino ristagni d'acqua.
In presenza di tensioni di scorrimento $\tau > 0{,}20$ N/mm$^2$ allo Stato Limite di Esercizio è addirittura raccomandabile l'inserimento di apposite staffature di collegamento poste nelle unioni o nelle fresature alle testate del solaio.
Come indicato in Fig. 3.6 tali staffature devono emergere dall'estradosso delle lastre alveolari per ancorare la cappa.

Una ulteriore verifica dell'armatura della cappa e della staffatura di collegamento può essere resa necessaria a causa delle sollecitazioni cosiddette del secondo ordine, quando si supera il 50% degli sforzi ammissibili per il taglio oppure il 30% degli sforzi ammissibili per la compressione assiale nella cappa per i seguenti motivi:

- le trazioni nella cappa dovute al ritiro della stessa, rispetto al manufatto già stagionato, potrebbero richiedere armatura aggiuntiva agli appoggi (queste trazioni però potrebbero essere parzialmente compensate dal fluage nel calcestruzzo del prefabbricato e dalla conseguente maggior compressione della cappa sotto i carichi di esercizio);

- l'instabilità elastica della cappa eccessivamente compressa dai carichi di esercizio potrebbe richiedere qualche collegamento aggiuntivo fra cappa e manufatto in corrispondenza della mezzeria del solaio.

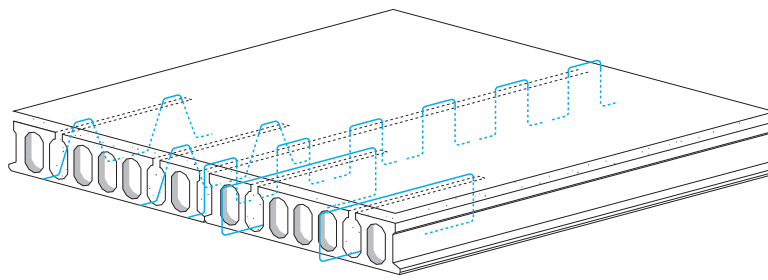


*Fig. 3.6 Eventuali armature di collegamento fra solaio alveolare e cappa collaborante gettata in opera.*

## 3.5. La precompressione

L'armatura principale della lastra alveolare è costituita da fili o trefoli in acciaio ad alto limite elastico posizionati prevalentemente al disotto dei setti verticali, ove la sezione del calcestruzzo permette un ottimale avvolgimento dell'acciaio.
L'andamento delle armature è sempre rettilineo per tutta la lunghezza del manufatto.
I fili o i trefoli, pretesi prima del getto, esercitano, al rilascio degli ancoraggi, una forza che, per l'aderenza dell'acciaio con il calcestruzzo indurito, precomprime la sezione inducendo delle tensioni di compressione più elevate al lembo inferiore e più modeste o addirittura di trazione al lembo superiore.
Nelle fasi di posa e di esercizio quindi la precompressione si oppone ai momenti flettenti positivi neutralizzando le tensioni di trazione che verrebbero indotte nell'elemento prefabbricato al lembo inferiore e contemporaneamente riducendo le tensioni di compressione al lembo superiore se in esso preesistono sforzi di trazione.

Nelle lastre alveolari di più basso spessore (circa fino a h = 20 ÷ 25 cm) il baricentro dell'acciaio di precompressione, sovente, rimane entro il nocciolo d'inerzia della sezione trasversale e pertanto la precompressione non genera trazioni nel calcestruzzo al lembo superiore.
Nelle lastre alveolari con altezze di cm 25 ed oltre si verifica sempre che la posizione del baricentro dei trefoli rimanga al disotto del nocciolo d'inerzia, generando trazioni al lembo superiore tanto maggiori quanto più grande è l'eccentricità e la sezione dell'acciaio preteso (vedi Fig. 3.7).
In tal caso potrebbero verificarsi fessurazioni durante la movimentazione, il trasporto, il sollevamento in opera dei manufatti, quando alle trazioni di precompressione si aggiungono quelle dovute al peso delle testate che fuoriescono a sbalzo dai dispositivi di sollevamento.
Eccessive trazioni nel calcestruzzo al lembo superiore generano nelle lastre anche controfrecce accentuate che possono essere ridotte mediante l'aggiunta di armature di precompressione posizionate nella parte superiore del manufatto.

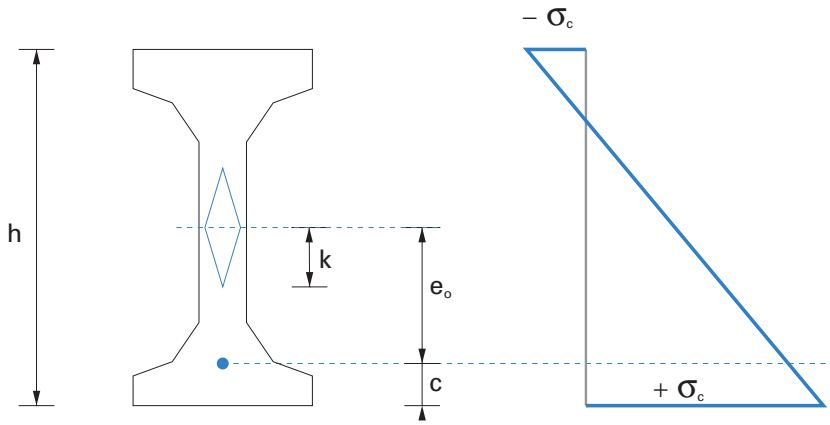



*Fig. 3.7* *Il nocciolo d'inerzia e l'eccentricità dell'armatura di precompressione*

La statica della struttura alveolare precompressa considera tutte le sezioni precompresse come interamente reagenti in quanto limita le trazioni nel calcestruzzo a valori consentiti in campo elastico.

Alle due estremità del manufatto, per un tratto chiamato "zona di ancoraggio" o "zona di trasmissione" dell'armatura pre-tesa, si verifica lo sviluppo della precompressione dal valore zero fino al valore di precompressione totale (vedi Fig. 3.8).

La lunghezza della zona di ancoraggio vale 70 diametri nominali del trefolo per la Norma Italiana D.M. del 14.02.92 (Art. 3.2.9) mentre per l'Eurocodice 2 UNI-ENV 1992-1-1 (Art. 4.2.3.5.6. prospetto 4.7) dipende dalle caratteristiche superficiali dell'acciaio e dalla resistenza caratteristica reale del calcestruzzo al momento dell'applicazione della precompressione, per cui può anche superare i 70 $\phi$.

Per la Norma Italiana (D.M. 14.02.92 (Art. 3.2.9) la "zona di ancoraggio o di trasmissione" va considerata non precompressa e quindi deve essere verificata a taglio come una sezione in cemento armato normale parzializzata, la cui resistenza a trazione viene salvaguardata

mediante l'aggiunta di spezzoni di armatura lenta che, nel solaio alveolare,vengono ammarrati in opera nelle unioni longitudinali e nelle fresature.

Per la Norma Italiana D.A.N. (D.M. 09.01.96) come per l'Eurocodice 2 (UNI-ENV 1992-1-1 Art. 4.2.3.5.6) la precompressione nella zona di ancoraggio si sviluppa da zero al 100% con legge parabolica che per maggiore comodità e cautela può essere assimilata ad una crescita lineare avente lunghezza di ancoraggio prevista dal prospetto 4.7 della Sez. III del D.M. 09.01.96 sopracitato (D.A.N. Italiano).

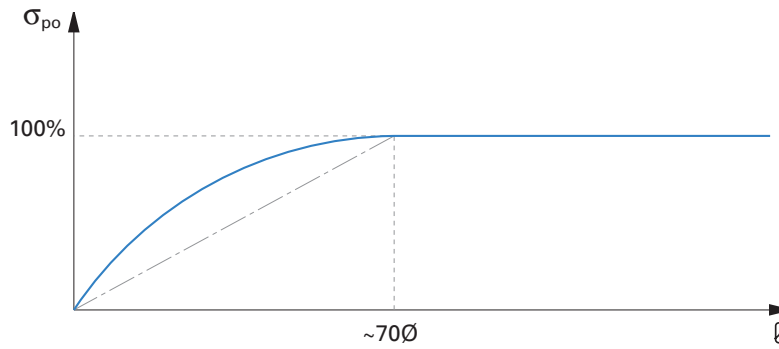



*Fig. 3.8* *Lo sviluppo della precompressione in zona di ancoraggio dei trefoli.*

### 3.5.1. Tensioni di trazione in zona di ancoraggio

L'ancoraggio per aderenza delle armature di precompressione viene notevolmente influenzato dalla condizione fessurata o meno della zona di trasmissione.
Per evitare qualsiasi fessurazione risulta pertanto indispensabile la verifica delle tensioni di trazione in zona di ancoraggio come prescritto da EC2 UNI-ENV 1992-1-1 Art. 4.2.3.5.6. punti 7,8 e 9. e dalla Norma Italiana D.M. 09.01.96 D.A.N. Art. 4.2.3.5.6.
Si analizzano qui di seguito le principali tensioni di trazione proprie della

zona di ancoraggio della lastra alveolare precompressa trattate nella Norma EN 1168, Art. 6.2.10. e nel Documento FIP Quality Assurance, Fig. 14 e Tabella 3.
Le situazioni fessurative in zona di ancoraggio sono provocate dalle seguenti tensioni di trazione:

- tensioni da effetto cuneo (bursting, in inglese)
- tensioni da ancoraggio (splitting)
- tensioni verticali nelle nervature (spalling)

**Tensioni da effetto cuneo (bursting)**

Sono generate dal rientro dei trefoli nella testata della lastra. La testa del trefolo in tensione, al taglio con mola a disco può allargarsi leggermente così da diventare un piccolo cuneo il quale, rientrando anche di poco nella sezione del calcestruzzo, può generare tensioni di trazione.
I trefoli erroneamente posizionati in sezioni di calcestruzzo troppo ristrette possono provocare fessurazioni da effetto cuneo come indicato in Fig. 3.9.
Le lunghezze delle fenditure di questo tipo sono generalmente limitate a non più di 8 ÷ 10 cm e comportano come unica conseguenza il prolungamento della zona di ancoraggio per quanto è lunga la fenditura.

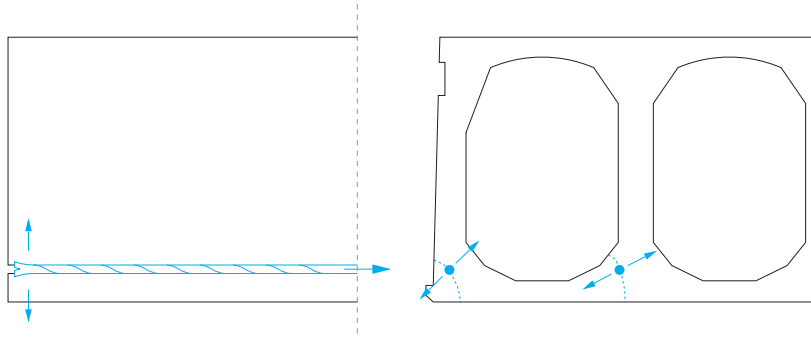


*Fig. 3.9* *Le tensioni da effetto cuneo possono provocare qualche piccola fenditura nella testata della lastra alveolare.*

Queste fessure possono eventualmente favorire il rientro del trefolo oltre i valori accettabili (vedi il seguente paragrafo 3.5.4)
Questi inconvenienti non si verificano quando sono rispettati gli spessori di $2\phi$ di ricoprimento dei trefoli come indicato nella Figura 2.11 e nel precedente paragrafo 2.2.4, poiché in tal caso le tensioni da effetto cuneo vengono agevolmente sopportate dal calcestruzzo senza inconvenienti.

**Tensioni da ancoraggio (splitting)**

Queste tensioni sono provocate dallo sviluppo della precompressione nella zona di ancoraggio come indicato in Fig. 3.10.
Il progressivo ancoraggio del trefolo trasferisce al calcestruzzo le forze di pretensione proprie del cavo presollecitato.
Queste forze, avendo andamento inclinato, generano nel calcestruzzo tensioni di trazione.

Se queste ultime superano la resistenza a trazione caratteristica, possono innescare qualche tipica fessura orizzontale passante da trefolo a trefolo quasi a provocare il distacco di parte del lembo inferiore della sezione.

Anche queste lesioni, come quelle da effetto cuneo, hanno profondità limitata e provocano incovenienti solo estetici nella testata della lastra.

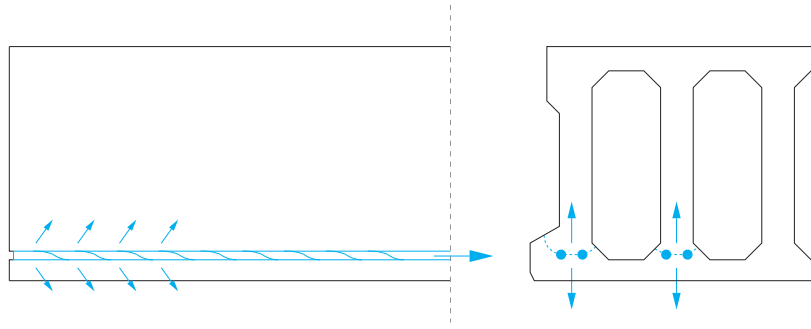


*Fig. 3.10* *Le tensioni da ancoraggio nella testata della lastra alveolare possono provocare una piccola fenditura che collega fra loro i trefoli troppo ravvicinati l'uno all'altro.*

Come nel caso dell'effetto cuneo, le eventuali fenditure possono prolungare la zona di ancoraggio per quanto è lunga la fessura e possono favorire un eventuale rientro dei trefoli.

Le tensioni da ancoraggio si evitano rispettando l'interferro fra i trefoli ed i ricoprimenti indicati nel precedente paragrafo 2.2.4.
Le eventuali lesioni interessano la zona di appoggio della lastra per cui essendo la loro estensione molto limitata la lastra può essere sempre accettabile.

**Tensioni verticali nelle nervature (spalling)**

Non vanno confuse con le tensioni da ancoraggio perché si manifestano sopra l'asse dei trefoli nella zona della sezione trasversale ove le nervature del manufatto hanno larghezza minima (vedi Fig. 3.11).

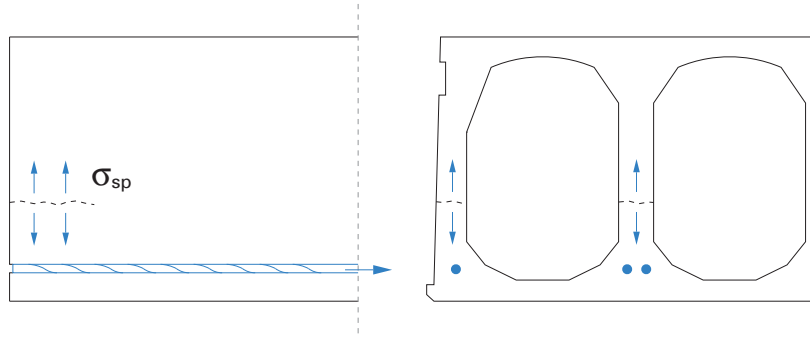



*Fig. 3.11 Le tensioni verticali nelle nervature possono provocare eventuali lesioni nella testata della lastra alveolare.*

Anche queste tensioni sono provocate dallo sviluppo della precompressione nel calcestruzzo della testata nei pressi della quale risulta precompressa esclusivamente la soletta inferiore interessata dai trefoli. Questa zona di ancoraggio viene sottoposta ad una azione di pressoflessione che tende a staccarla dalla zona superiore ancora del tutto inerte.
L'applicazione della pressoflessione avviene attraverso linee di flusso di tensioni aventi direzione non parallela all'asse del manufatto (vedi Fig. 3.12).

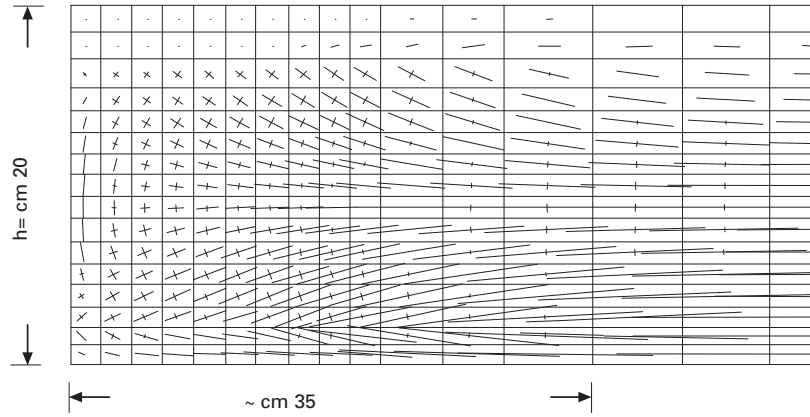



*Fig. 3.12* *Tensioni principali nella testata di una lastra alveolare di spessore cm. 20 precompressa con trecce 3 ϕ 3 mm.*
*Simulazione agli elementi finiti con precompressione introdotta sulla base della curva sperimentale di aderenza della treccia 3 ϕ 3 mm.*
*(Prof. Ing. Franco Levi e ing. Renzo Perazzone, aprile 1983)*
*I segmenti verticali o inclinati in grassetto indicano le tensioni di spalling in scala proporzionale.*
*I segmenti orizzontali o inclinati sottili indicano in scala proporzionale le sollecitazioni di precompressione.*

Gli sforzi di trazione verticale risultano molto accentuati nella sezione di estremità e si smorzano rapidamente nelle sezioni limitrofe.
In presenza di armature eccessive, gli sforzi di trazione possono superare la resistenza a trazione del calcestruzzo al momento del sezionamento dei singoli manufatti e si possono innescare alcune fenditure orizzontali che in Italia vengono comunemente dette "bocche di lupo" oppure "bocche di coccodrillo".
Si constata che, quando si verifica un inizio di fessurazione delle nervature, le fenditure si propagano in poco tempo per una notevole lunghezza.
Ciò è stato verificato e confermato con il calcolo agli elementi finiti simulando l'apertura di una fessura orizzontale gradatamente avanzante e calcolando le tensioni nei vari punti della struttura (vedi Fig. 3.13).
Quando una lastra alveolare evidenzia una fenditura orizzontale in una sola nervatura, valutando le possibili conseguenze, può anche essere accettata (Documento FIP Quality Assurance Tab. 3 punto 4).

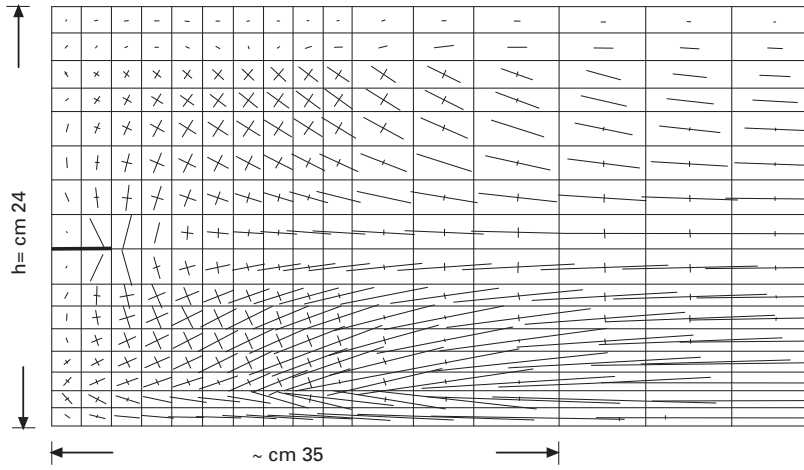



*Fig. 3.13* *Tensioni principali nella testata di una lastra alveolare di spessore cm. 24 precompressa con trecce 3 ϕ 3 mm. Simulazione agli elementi finiti dell'innesco di una fessura sul primo elemento di testata. (Prof. Ing. F. Levi e ing. R. Perazzone, aprile 1983)*

Le fenditure orizzontali di testata possono progredire in fase di trasporto e sollevamento e riducono la resistenza al taglio.
Per ridurre le tensioni di trazione verticale nelle nervature armate con due o più trefoli solitamente si inguaina un trefolo, neutralizzandolo per una lunghezza di 50 ÷ 70 cm. dalla testata.

### 3.5.2. Il controllo della tensione verticale nelle nervature (spalling)

La Norma Europea EN 1168, Art. 4.3.1.6 prescrive che nei calcoli sia eseguita la verifica a fessurazione orizzontale delle nervature più sollecitate. Ciò risulta tanto più importante in presenza di solai appesi o portati in luce netta da travi anche in spessore di solaio, per i quali alla tensione di trazione verticale nelle nervature, si aggiunge anche la tensione di appendimento (vedi prossimo paragrafo 4.4.4.).

Lo stesso articolo della Norma EN 1168 fornisce la regola applicativa qui di seguito riportata per verificare questo requisito.
La tensione verticale (spalling), dovrà essere controllata per la nervatura più armata.
Qualora la nervatura sia armata con trefoli di diametro diverso, si considererà, quale tensione risultante, la sommatoria delle singole tensioni di fessurazione.

Per il calcolo della tensione verticale si trascurano le armature nei pressi del lembo superiore, prendendo in conto esclusivamente l'armatura inferiore di una singola nervatura (vedi Fig. 3.14).

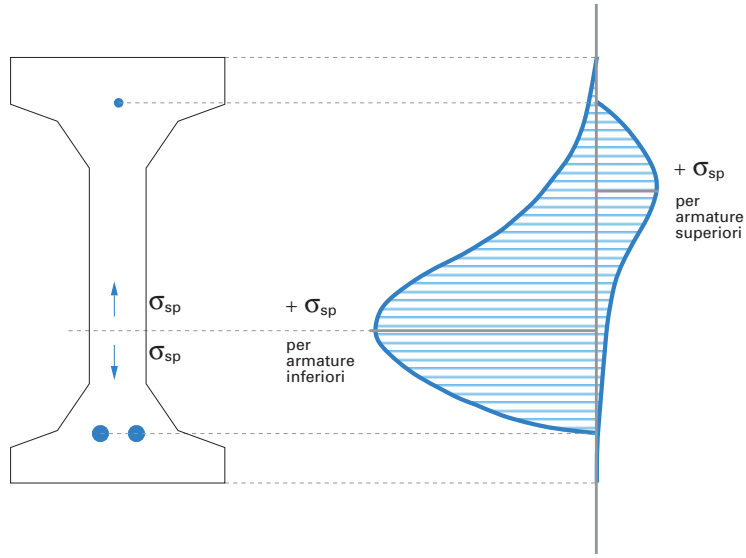



*Fig. 3.14* *Rappresentazione dell'intensità delle tensioni di spalling $\sigma_{sp}$ generate dall'armatura inferiore e dall'armatura superiore in una nervatura della lastra alveolare.*

La tensione verticale (spalling) $\sigma_{sp}$ deve soddisfare la condizione:

$$\sigma_{sp} \leq f_{ctk0,05}$$

in cui:

$f_{ctk0,05}$ = Valore caratteristico inferiore della resistenza a trazione del calcestruzzo (Norma EN 1168, Art. 5.7).

$f_{ctk0,05} = 0.7\, f_{ctm} = 0.7 * 0.3\ f_{ck}^{2/3}$ [N/mm$^2$]

$f_{ck}$ = Resistenza caratteristica a compressione cilindrica del calcestruzzo [N/mm$^2$]

$$\sigma_{sp} = \frac{P_0}{b_i e_0} \cdot \frac{15\,\alpha_e^{2,3} + 0,07}{1 + \left(\frac{l_{bp}}{e_0}\right)^{1,5} (1,3\alpha_e + 0,1)} \qquad \textbf{[SP]}$$

in cui:

$b_i$ = larghezza minima della nervatura;
$P_o$ = $\sigma_{po} A_p$ = forza trasmessa dagli acciai nella nervatura considerata;
$\sigma_{po}$ = tensione negli acciai al momento della verifica;
$A_p$ = area dell'acciaio presollecitato;
$e_o$ = eccentricità dell'acciaio di precompressione;
$\alpha_e$ = $(e_o - k)/h$ = rapporto di eccentricità;
k = W/A = semialtezza del nocciolo d'inerzia;
h = altezza della nervatura;
$l_{bp}$ = valore medio della lunghezza di trasmissione = $\beta_b \phi$ (vedi EC2 - 4.2.3.5.6);
$\beta_b$ = coefficiente di trasmissione (vedi DAN - D.M. 09.01.96 par. 4.2.3.5.6. prospetto 4.7);
$\phi$ = diametro nominale della treccia o del trefolo.

**Esempi di calcolo**

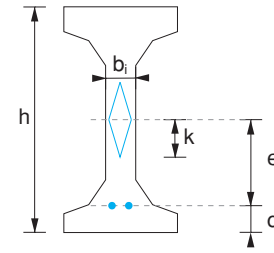
**Esempio 3.1**

Si prenda in considerazione, al momento dell'applicazione della precompressione, una nervatura di lastra alveolare vibrofinita con altezza h = 300 mm, come da sezione qui sotto indicata.
L'armatura è costituita da 2 trefoli 0,5" il cui asse è posto a 30 mm dall'intradosso.

Si esegue il calcolo per un solo trefolo 0,5" e successivamente se ne raddoppia il valore per ottenere la $\sigma_{sp}$ totale.

Si ha:

$h$ = 300 mm




Si ha:

$h$ = 300 mm

$c_i$ = 30 mm

$b_i$ = 42,5 mm

C 30/37 = classe del calcestruzzo al disarmo

$\sigma_{poj}$ = 1250 N/mm$^2$ = valore sperimentale all'atto della precompressione

$A_p$ = 93 mm$^2$ (un trefolo 0,5")

$P_o$ = $\sigma_{po} A_p$ = 116.250 N

$e_o$ = 150 - 30 = 120 mm

k = W/A = 72,3 (dalla geometria della sezione)

$\alpha_e$ = $(e_o - k) / h$ = 0,159

$\phi$ = 12,5 mm

$l_{bp}$ = 70 $\phi$ = 875 mm (vedi EC2 e DAN italiano Tab. 4.7.)

$f_{ctk0,05}$ = 2,03 N/mm$^2$ (vedi Tab. 5.2 al successivo Cap. 5° par. 5.5.1.)

Applicando la formula **[SP]** il risultato è:

$\sigma_{sp}$ = 0,935 N/mm$^2$

Considerando che i trefoli sono due:

$2\,\sigma_{sp}$ = 1,87 N/mm$^2$ < $f_{ctk0,05}$ = 2,03 N/mm$^2$

quindi il valore è accettabile.

**Esempio 3.2**

Se nella medesima nervatura i 2 trefoli 0,5" vengono posti a 35 mm dal lembo inferiore, il ricalcolo di $\sigma_{sp}$ dà:

$\sigma_{sp}$ = 0,815 N/mm$^2$

$2\,\sigma_{sp}$ = 1,63 N/mm$^2$ < $f_{ctk0,05}$ = 2,03 N/mm$^2$

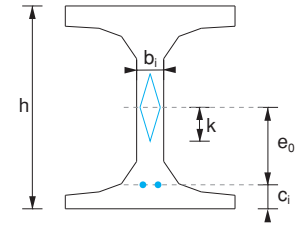
valore ancora più favorevole.

**Esempio 3.3**

Si prenda in considerazione una nervatura di lastra estrusa con altezza h = 400 mm, come da sezione qui sotto indicata.

L'armatura è costituita da 2 trefoli 0,6" il cui asse è posto a 35 mm dal lembo inferiore.

Ancora si esegue il calcolo per un solo trefolo 0,6" raddoppiandone il valore alla fine.




h = 400 mm

$c_i$ = 35 mm

$b_i$ = 53 mm

C 30/37 = Classe del calcestruzzo al disarmo

$\sigma_{po}$ = 1250 N/mm$^2$ = valore sperimentale all'atto della precompressione

$A_p$ = 139 mm$^2$ (un trefolo 0,6")

$P_o$ = $\sigma_{po}\,A_p$ = 17.375 N

$e_o$ = 174 mm

k = W/A = 108 mm

$\alpha_e$ = $(e_o - k)/h$ = 0,1625

$\phi$ = 15,2 mm

$l_{bp}$ = 70 $\phi$ = 1064 mm. (V. EC2 e DAN italiano Tab. 4.7)

$f_{ctk0,05}$ = 2,03 N/mm$^2$. (Tabella 5.1 al Cap. 5° par. 5.5.1.)

Applicando la formula **[SP]** il risultato è:

$\sigma_{sp}$ = 0,99 N/mm$^2$

Considerando che i trefoli sono due:

$2\,\sigma_{sp}$ = 1,98 N/mm$^2$ < $f_{ctk0,05}$ = 2,03 N/mm$^2$

il valore è al limite dell'accettabilità.

**Esempio 3.4**

Se nella medesima nervatura i due trefoli 0,6" vengono posti a 40 mm dal lembo inferiore, il ricalcolo di $\sigma_{sp}$ dà:

$\sigma_{sp}$ = 0,89 N/mm$^2$

$2\,\sigma_{sp}$ = 1,79 N/mm$^2$ < $f_{ctk0,05}$ = 2,03 N/mm$^2$

il valore è sicuramente accettabile.

**Osservazioni conclusive**

a) L'analisi agli elementi finiti fornisce l'andamento delle tensioni $\sigma_{sp}$ in senso longitudinale che può essere raffigurato come in Fig. 3.15.

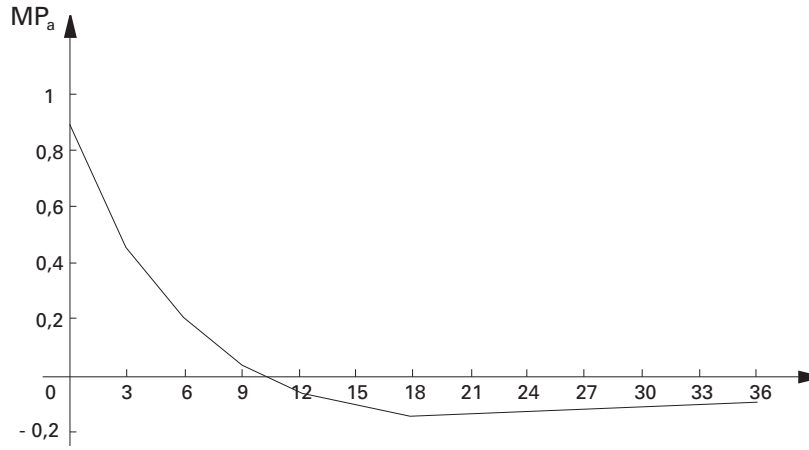



*Fig.3.15 Andamento delle tensioni di fessurazione orizzontale in direzione longitudinale a metà altezza della nervatura.(FIP Recommendations Precast Prestressed hollow core floors 2.2.1)*

La massima tensione $\sigma_{sp}$ si ha in corrispondenza dell'ascissa zero (testata della lastra). Dopo pochi centimetri $\sigma_{sp}$ si annulla e successivamente si nota la presenza di una inversione di segno.

b) Diminuendo l'eccentricità $e_o$ delle armature il valore di $\sigma_{sp}$ diminuisce sensibilmente, perciò tanto maggiore è la distanza dei trefoli dal lembo inferiore, tanto più contenute risultano le tensioni di spalling $\sigma_{sp}$. Risulta però ridotta la capacità portante del solaio perché si riduce l'entità della precompressione del lembo inferiore.

c) Ogni aumento dello spessore $b_i$ della nervatura riduce la tensione verticale nella nervatura stessa.
E' importante tenere presente questo principio durante la progettazione di una sezione di solaio alveolare.

d) A parità di sezione totale di acciaio armonico tesato in una nervatura la tensione $\sigma_{sp}$ risulta minima quando si impiegano trefoli di maggior diametro. Risulta perciò conveniente per ridurre $\sigma_{sp}$ (e nel contempo anche per risparmiare mano d'opera) utilizzare solo un trefolo da 0,6" anziché ottenere la medesima sezione di acciaio con un trefolo da 1/2" più un trefolo da 3/8".
Infatti $\sigma_{sp}$ diminuisce con l'aumentare della lunghezza di ancoraggio dei trefoli $l_{bp}$ il cui valore è 1060 mm per il trefolo $\phi$ 0,6" mentre vale solo 763 mm considerando il valore medio fra le lunghezze di trasmissione del trefolo 3/8" e 1/2".

e) In caso fosse necessario ridurre ulteriormente la tensione $\sigma_{sp}$ dovuta alla presenza di più trefoli in ciascuna nervatura non rimane che provvedere ad inguainare un trefolo per annullarne l'aderenza in prossimità della testata con le precauzioni accennate nel seguente paragrafo 3.5.3.

f) Applicando i precedenti esempi numerici di calcolo ogni produttore di solai alveolari è in grado di conoscere a priori, per ciascuna sezione di lastra prodotta, i valori della tensione $\sigma_{sp}$ generati dalle varie tipologie di trefolo (vedi Fig. 3.16).

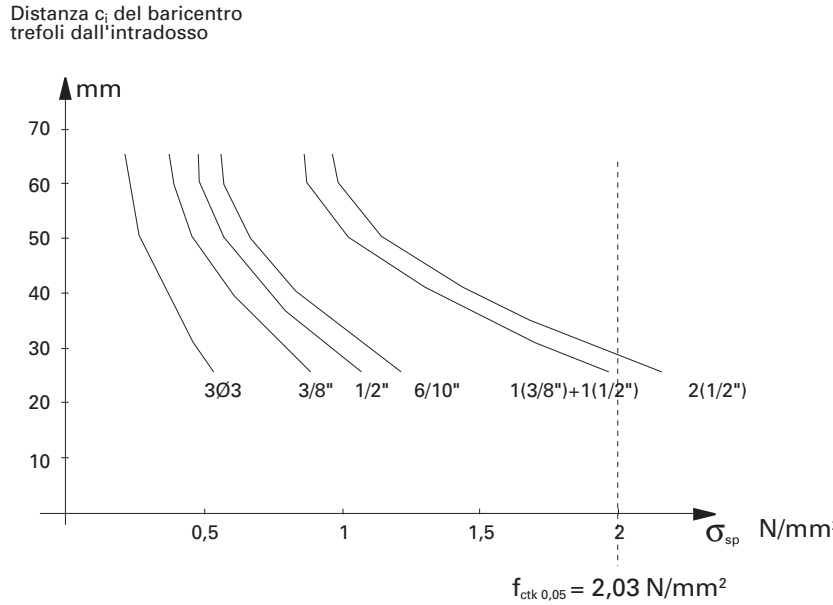



*Fig. 3.16* *I valori $\sigma_{sp}$ per ciascuna sezione di lastra alveolare possono essere forniti da ciascun produttore già tabellati per le varie tipologie di trefolo.*

In presenza di più trefoli in ogni nervatura si sommano i relativi $\sigma_{sp}$ per ottenere la tensione totale di fessurazione agente in ciascuna nervatura.

Il diagramma della Fig. 3.16 è stato costruito in base alle seguenti ipotesi:

h = 300 mm = Nervatura della lastra alveolare vibrofinita dell'Esempio 3.1.

C 30/37 = Resistenza caratteristica del calcestruzzo all'atto della precompressione.

$f_{ck}$ = 30 N/mm²

$f_{ctk0,05}$ = 2,03 N/mm² (Tabella 5.1 al Cap. 5° par. 5.5.1.)

$l_{bp} = 70\ \phi$ = lunghezza media di trasmissione (EC2 e DAN tab.4.7)

| | |
|---|---|
| treccia 3 ϕ 3 | $l_{bp} = 455$ mm |
| trefolo 3/8" | $l_{bp} = 650$ mm |
| trefolo 1/2" | $l_{bp} = 875$ mm |
| trefolo 6/10" | $l_{bp} = 1060$ mm |

Le curve della Fig. 3.16 evidenziano quanto diminuisce il valore di $\sigma_{sp}$ con l'allontanarsi dei trefoli dal lembo inferiore.

g) Occorre attenzione nel non sopravvalutare la classe del calcestruzzo della nervatura verticale al rilascio della precompressione. La classe C 30/37 presumibile al rilascio della precompressione, spesso non è la reale classe di resistenza della nervatura, quest'ultima potrebbe presentare qualche difetto di compattazione e quindi una classe reale inferiore.

h) Nel calcolo dei $\sigma_{sp}$ con la formula **[SP]** si deve considerare esclusivamente l'azione dei trefoli inferiori della nervatura trascurando il trefolo superiore della stessa nervatura per il motivo illustrato in Fig. 3.14.

i) Nelle lastre alveolari in fase di esercizio, in opera, tenendo conto del tempo trascorso dall'applicazione della precompressione e quindi dell'avvenuto fluage del calcestruzzo e del rilassamento dell'acciaio di precompressione, le tensioni di "spalling" finali risultano ridotte rispetto alle $\sigma_{sp\,(i)}$ iniziali secondo la relazione

$$\sigma_{sp\,(\infty)} = \sigma_{sp\,(i)} \frac{\sigma_{p\,\infty}}{\sigma_{p\,0}}$$

in cui

$\sigma_{p\,0}$ = tensione negli acciai al momento del rilascio $\cong 1250$ N/mm$^2$

$\sigma_{p\,\infty}$ = tensione negli acciai media finale $\cong 1100$ N/mm$^2$

Perciò si prende atto della diminuzione di tensione di “spalling”

$$\sigma_{sp\,(\infty)} \cong \sigma_{sp\,(i)} / 1{,}1$$

In fase di esercizio occorre anche tenere conto che le tensioni $\sigma_{sp\,(\infty)}$, oltre che essere ridotte, si trovano ad agire in un calcestruzzo con resistenza caratteristica a trazione finale $f_{ctk0,05\,(\infty)}$ ben più elevata rispetto alla resistenza iniziale $f_{ctk0,05\,(i)}$ all'atto dell'applicazione della precompressione.

Infatti, considerando la classe del calcestruzzo:

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| finale | C 45/55 | si ha | $f_{ctk0,05\,(\infty)}$ | = | 2,85 N/mm$^2$ |
| iniziale | C 30/37 | si ha | $f_{ctk0,05\,(i)}$ | = | 2,03 N/mm$^2$ |

Il rapporto fra le due resistenze a trazione caratteristiche risulta pari a 1,4 per cui il coefficiente di sicurezza allo “spalling” in esercizio risulta:

$$\gamma_{sp} \cong 1{,}1 \times 1{,}4 > 1{,}5$$

Il che conferma la piena affidabilità dei solai alveolari in esercizio.

### 3.5.3. Riduzione della precompressione mediante guaine

Alla luce di quanto esposto a proposito di "spalling" nei due paragrafi precedenti, per ridurre la tensione verticale nelle nervature entro i limiti ammessi, si ricorre spesso all'annullamento di qualche trefolo per poche decine di centimetri in corrispondenza delle testate delle lastre.

Normalmente la lunghezza delle guaine non supera i 50 ÷ 70 cm. e la loro estremità rimane visibile nella sezione di testata di ciascuna lastra.

Occorre prestare attenzione al fatto che il trefolo inguainato in testata

comincia ad essere efficiente al 100 % solo dopo circa 70 ϕ dal termine della guaina cioè a partire da una sezione in cui sono già abbondantemente presenti i momenti positivi di campata.
Apposito calcolo deve verificare che, ove il trefolo inguainato non è ancora pienamente efficiente, la precompressione indotta dai soli trefoli non inguainati deve essere sufficiente a contrastare le trazioni generate dai momenti positivi presenti in quel tratto di manufatto.

Esiste nella pratica produttiva corrente un altro motivo valido per ridurre la precompressione in eccesso mediante annullamento totale di uno o più trefoli in un certo numero di manufatti.
Ciò è dovuto al fatto che la lunghezza fissa dei banchi di precompressione e getto impone abbastanza spesso di produrre lastre poco armate a completamento di un banco con armatura superiore.

La precompressione eccessiva di queste ne accentua quasi sempre la controfreccia evidenziando, alla posa in opera, antiestetici gradini di displanarità all'intradosso fra lastre troppo armate accostate ad altre appartenenti alla stessa fornitura e armate esattamente come da calcolo.
In questi casi si ottiene una migliore riuscita dell'opera inguainando e quindi annullando totalmente i trefoli in eccesso per tutta la lunghezza del banco interessata dalle lastre meno armate.

### 3.5.4. Il rientro dei trefoli nelle testate

L'ancoraggio dei trefoli al calcestruzzo dipende molto dalla capacità di aderenza dei vari calcestruzzi, sempre diversi da produttore a produttore anche se possiedono identica resistenza caratteristica.

È stato anche osservato che, pur mantenendo invariati gli inerti, i cementi di diversa provenienza influiscono nel favorire o meno l'aderenza dei trefoli.

In ogni caso la compattazione accurata del calcestruzzo attorno ai trefoli garantisce il loro buon ancoraggio però non può evitare, nelle testate tagliate a disco, il rientro visibile dei cavi.

Esso deve rimanere contenuto nei limiti di accettabilità previsti nella precedente Tabella 2.5 (paragrafo 2.4.1 punto 13).
Subito dopo il trasferimento della precompressione al calcestruzzo del manufatto occorre ispezionare visivamente il rientro dei trefoli su entrambe le testate di tutti i manufatti.
L'effettivo rientro di un trefolo può essere misurato come valore medio del rientro delle due estremità di quel trefolo sulle testate opposte della lastra (Documento FIP QUALITY ASSURANCE par. 3.5.3.).

Se i valori di rientro riscontrati sono superiori ai valori di accettabilità, quella lastra o quella partita di lastre deve essere scartata o quantomeno declassata. In tal caso la capacità portante di quelle lastre deve essere ridotta come se non esistessero i trefoli con rientro eccessivo.

La Norma Europea EN 1168 al punto 4.2.3.2 fornisce le modalità di calcolo del rientro massimo accettabile $\Delta l_o$ dei cavi di precompressione da considerarsi come valore medio dei tre cavi più rientrati nella stessa sezione.

$$\Delta l_o = 0{,}4\, l_{bpd}\ \sigma_{pmo} / E_p \qquad \textbf{[a]}$$

dove:

$l_{bpd}$ = limite superiore della lunghezza di trasmissione (vedi EC2 ENV 1992-1-1 Art. 4.2.3.5.6 Tab. 4.7 e punto 4)
$\sigma_{pmo}$ = tensione nell'armatura di precompressione subito dopo il rilascio.
$E_p$ = modulo di elasticità dell'acciaio di precompressione

Il rientro massimo accettabile di un singolo trefolo non deve superare il valore $1{,}3\ \Delta l_o$.

I valori riportati nella precedente Tabella 2.5 (par. 2.4.1.) sono stati calcolati applicando la formulazione qui sopra riportata, come specificato nel seguente Esempio di calcolo 3.5.

Le seguenti modalità di misura del rientro dei trefoli sono espresse dalla Norma EN 1168 al punto 5.2:

- il valore medio dei rientri per un determinato manufatto deve essere calcolato in base alla misura effettuata sui tre trefoli più rientrati;

- ogni singolo valore deve essere confrontato con 1,3 $\Delta l_o$ ed il valore medio con $\Delta l_o$ ammissibile.

Tale meticolosità nelle prescrizioni indica l'importanza del valore del rientro dei cavi per quanto concerne la Qualità Controllata delle lastre alveolari precompresse.

**Esempio di calcolo**

**Esempio 3.5**
L'art. 5.2 della Norma Europea EN 1168 prescrive il calcolo del rientro medio dei cavi di precompressione secondo l'espressione **[a]** sopra riportata.

Per EC2 UNI ENV 1992-1-1 Art. 4.2.3.5.6. punti 3) e 4) si ha:

$l_{bpd} = 1{,}2\, l_{bp}$ e $l_{bp} = \beta_b \phi$
$\phi$ = diametro nominale dell'acciaio di precompressione

Si assume che, al momento dell'applicazione della precompressione, la resistenza reale a rottura del calcestruzzo del manufatto sia $R_{ck} = 30$ N/mm$^2$. Il prospetto 4.7 dell'Art. 4.2.3.5.6. fornisce il corrispondente valore del coefficiente

$\beta_b = 70$

per cui si ha

$l_{bpd} = 1{,}2\ \beta_b\ \phi = 84\,\phi$
$\sigma_{pmo}$ = tensione nell'armatura di precompressione subito dopo il rilascio da misurarsi sperimentalmente e che in questo calcolo si assume = 1250 N/mm$^2$

$E_p$ = modulo elastico dell'acciaio di precompressione che per questo calcolo si assume = 196 kN/mm$^2$

Pertanto per un trefolo 3/8" il cui $\phi$ nominale è 9,3 mm si ha

$$\Delta l_o = 0{,}4 \times 84\,\phi \frac{1.250}{196.000} = 2{,}0 \text{ mm.}$$

Per i più comuni acciai di precompressione si ripropongono i valori di $\Delta l_o$ indicati nella Tabella 2.5 par. 2.4.1.

## 3.6. Prescrizioni e dispositivi per l'appoggio delle lastre alveolari

In linea di principio occorre distinguere fra l'appoggio provvisorio in fase di montaggio che dovrà poi essere completato e solidarizzato dai getti in opera e l'appoggio semplice in opera che rimarrà definitivo anche a struttura ultimata.

Una ulteriore distinzione riguarda la conformazione della superficie di appoggio che può essere più o meno irregolare e può quindi offrire alla lastra punti di appoggio discontinui.
Il D.M. italiano del 3.12.1987 Art. 2.4.1. considerando i solai costituiti da elementi prefabbricati prescrive che un semplice appoggio definitivo in opera deve essere di almeno 5 cm. mentre un appoggio provvisorio in opera in attesa di essere reso definitivo mediante getti integrativi può essere come minimo anche di 3 cm.
L'Eurocodice EC2 ENV 1992 Parte 1.3 Art. 4.5.5.2. rivolta specificamente ai solai prefabbricati e analogamente la versione più aggiornata pr EN 1992-1 Sez. 10 sono molto più articolate.
In caso di vincolo di semplice appoggio definitivo essi prescrivono lunghezze differenziate a seconda della natura della superficie d'appoggio, della

larghezza efficace, della entità della reazione di appoggio e tiene inoltre conto delle tolleranze di costruzione e della lunghezza dei manufatti.

Per la Guida FIP "Quality Assurance" par. 6.1.2., in caso di semplice appoggio definitivo la lastra alveolare può essere appoggiata direttamente sulla superficie di sostegno solo in caso questa sia costituita da una trave in acciaio o altra superficie perfettamente pulita e rettificata equivalente.

Se la lastra deve essere appoggiata con vincolo di semplice appoggio definitivo su una superficie in calcestruzzo non perfettamente liscia e complanare è indispensabile l'interposizione di un nastro in neoprene o in gomma 60 shore largo come minimo 30 mm. per la Normativa italiana (Istruzioni CNR 10018) e 40 mm per UNI-ENV 1992 – 1-3, e avente spessore minimo 5 mm. (misure da verificare in base alla reazione dell'appoggio secondo le Istruzioni CNR 10018, Apparecchi d'appoggio, par. 3).

Se la superficie d'appoggio non è regolare, è indispensabile l'allettamento in malta.
Non sono invece previste particolari prescrizioni per l'appoggio in opera delle lastre alveolari, anche con appoggio diretto su superfici non propriamente regolari, quando siano progettati getti armati in opera per la realizzazione di cordoli o travi che inglobino le testate dei solai rendendoli continui.

In tal caso, infatti, tutti i sovraccarichi applicati successivamente alla posa in opera del manufatto non gravano sulle irregolarità dell'appoggio, ma sui getti in opera che realizzano il vincolo all'appoggio.
E' buona norma tenere presente durante la posa in opera delle lastre alveolari in cantiere che se vengono riscontrate lunghezze di appoggio inferiori a:

| | |
|---|---|
| 3 cm | per lastre lunghe fino a 5 m |
| 4 cm | per lastre lunghe fino a 8 m |
| 5 cm | per lastre lunghe fino a 12 m |

occorre banchinare provvisoriamente le lastre alle testate fino a maturazione avvenuta dei getti di completamento.

### 3.6.1. Lunghezze minime per appoggio semplice definitivo

La lunghezza nominale minima per un appoggio semplice definitivo dei solai è prescritta nella Parte 1.3 “Elementi e strutture prefabbricate in calcestruzzo”, dell’EC2 ENV 1992, all'Art. 4.5.5.2.
Analoghe prescrizioni sono riportate anche nella Sez. 10 del pr EN 1992-1.

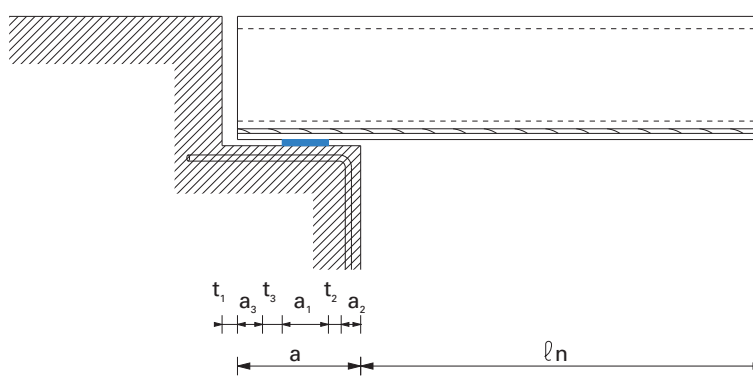



*Fig. 3.17 Lunghezza nominale "a" di appoggio*

$$\mathbf{a} = \mathbf{a}_1 + (\mathbf{a}_2^2+\mathbf{a}_3^2+\mathbf{t}_2^2+\mathbf{t}_3^2)^{1/2}$$

dove

$$a_1 = \frac{V_{max}}{b_n\ \sigma_{Rd}} =$$ larghezza del nastro in gomma o neoprene; non deve mai essere $a_1 < 40$ mm.

$V_{max}$ = valore di calcolo della reazione di appoggio

$b_n$ = larghezza efficace dell'appoggio; non deve mai superare 600 mm.

$\sigma_{Rd}$ = valore di calcolo della pressione resistente
$\sigma_{Rd} \leq 0{,}6\ f_{cd}$ per appoggio a secco (calcestruzzo su calcestruzzo);
$\sigma_{Rd} \leq 0{,}7\ f_{cd}$ per appoggio su cuscinetto flessibile;
$\sigma_{Rd} \leq 0{,}8\ f_{cd}$ per allettamento su malta oppure per calcestruzzo su acciaio;

$f_{cd}$ = valore di calcolo della resistenza a compressione del calcestruzzo vedi UNI-ENV 1992-1-1 prospetto 3.1 Art. 3.1.2.4. (è la minore fra le resistenze del manufatto o della struttura portante);

$a_2$ = lunghezza del possibile cedimento dello spigolo nella struttura portante con pressioni all'appoggio $\sigma_{sd} > 0{,}4\ f_{cd}$
$a_2$ = 0 mm in caso di struttura in acciaio;
$a_2$ = 25 mm in caso di muratura o calcestruzzo non armato;
$a_2$ = copriferro nominale esterno della barra di armatura se questa è $\phi \leq 12$ mm;
$a_2$ = copriferro nominale esterno della barra (se la barra è $\phi >$ 12 mm + diametro della barra + raggio di piegatura interno);

$a_3$ = lunghezza del possibile cedimento dello spigolo della testata del manufatto con pressioni all'appoggio $\sigma_{sd} > 0{,}4\ f_{cd}$
$a_3$ = 0 mm in caso di trefoli o barre diritte esposte all'estremità del manufatto;
$a_3$ = valore maggiore fra il copriferro di estremità oppure 10 mm (in caso di armature di testata $\phi \leq 12$ mm);
$a_3$ = 15 mm (in caso di armature di testata $\phi > 12$ mm);

$t_2$ = 15 mm per superfici di appoggio in acciaio o in calcestruzzo prefabbricato;
$t_2$ = 20 mm per superfici di appoggio in muratura oppure in calcestruzzo gettato in opera;

$t_3$ = $l_n / 2500$ dove $l_n$ è la luce netta fra gli appoggi;

$t_1$ = somma della massima tolleranza di costruzione più la massima tolleranza di produzione della lunghezza del manufatto.

**Esempio di calcolo**

**Esempio 3.6**

Una trave in c.a.p. avente sezione a "T" rovescio possiede l'ala inferiore con dente d'appoggio porta-solaio largo 150 mm.

La classe di resistenza del calcestruzzo della trave è C 35/45. La staffatura del dente porta-solaio è costituita da tondo $\phi$ 10 mm con copriferro nominale di 15 mm.

Su di esso deve essere appoggiato tramite nastro in gomma 60 shore un solaio costituito da lastre alveolari larghe 1200 mm il cui calcestruzzo possiede classe di resistenza C 45/55.

La luce del solaio al netto degli appoggi è $l_n$ = 11,10 m e la luce di calcolo (interasse fra gli appoggi) è $l_c$ = 11,30 m.

Ciascuna testata della lastra scarica sulla trave a "T" rovescio il carico

$V_{max}$ = 130 kN e $V_{min}$ = 90 kN

Ci si chiede:

lo spazio nominale residuo $t_1$ fra la testata della lastra alveolare e l'anima della trave è sufficiente per contenere le normali tolleranze di montaggio?

Si dimensiona innanzitutto il nastro in gomma 60 shore che costituisce cuscinetto di appoggio.

Per le "Istruzioni per il calcolo e l'impiego degli Apparecchi di appoggio in gomma e PTFE nelle costruzioni" - CNR n. 10018, il dimensionamento deve essere:

- larghezza del nastro $a_1$ = 50 mm
- spessore del nastro s = 8 mm
- lunghezza effettiva b = 1200 mm (quanto è larga la lastra)

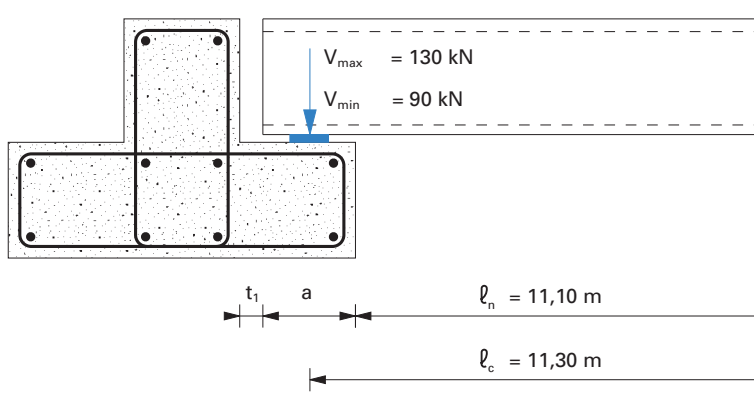



*Fig. 3.18* *Lunghezza nominale "a" di appoggio di un solaio alveolare su trave prefabbricata a "T" rovescio*

**Calcolo della lunghezza minima di appoggio.**

$$\mathbf{a}_{min} = \mathbf{a}_1 + (\mathbf{a}_2^2 + \mathbf{a}_3^2 + \mathbf{t}_2^2 + \mathbf{t}_3^2)^{1/2}$$

dove

$$a_1 = \frac{V_{max}}{b_n \, \sigma_{Rd}}$$

$V_{max}$ = 130 kN
$b_n$ = 600 mm
$\sigma_{Rd}$ = 0,7 $f_{cd}$ = 16,31 N/mm$^2$
$f_{cd}$ = è calcolato per il calcestruzzo della trave. Per la tabella 5.2 al prossimo Cap. 5° è $f_{cd}$ =23,3 N/mm$^2$

$$a_1 = \frac{130.000}{600 \times 16,31} = 13,28 \text{ mm.}$$

Essendo il valore calcolato inferiore alla larghezza del nastro in gomma, si assume tale valore per $a_1$ (che per definizione deve essere sempre ≥ 40 mm)

$a_1$ = 50 mm;
$a_2$ = 15 mm copriferro nominale esterno della barra $\phi$ 10 mm;
$a_3$ = 0 mm essendo la lastra alveolare armata da trefoli affioranti sulla testata;
$t_2$ = 15 mm essendo la struttura di appoggio in calcestruzzo prefabbricato;
$t_3$ = $l_n/2.500$ = 4,44 mm (con $l_n$ = 11.100 mm);

la lunghezza nominale minima per l'appoggio risulta essere

$$a_{min} = 50 + (15^2+15^2+4,44^2)^{1/2} = 71,6 \text{ mm}$$

Ne consegue che è ampiamente possibile considerare in progetto per la lunghezza d'appoggio il valore nominale a = 100 mm ed avere a disposizione ancora uno spazio $t_1$ = 50 mm per assorbire la sommatoria delle normali tolleranze di posa e di lunghezza del manufatto.

### 3.6.2. Armatura lenta in zona di ancoraggio a salvaguardia delle trazioni nei pressi degli appoggi

La Norma Italiana D.M. 14.02.1992 all'Art. 3.2.9. considera non precompressi i tratti terminali delle strutture precompresse a cavi aderenti per una lunghezza pari a 70 volte il maggior diametro nominale dell'armatura di precompressione.
Tale zona di ancoraggio deve essere pertanto verificata al taglio con le regole del c.a. normale se si calcola secondo il metodo delle Tensioni Ammissibili.

Le Norme Italiane D.M.14.02.92 e D.M. 09.01.96 all'Art. 7.0.a., prescrivono ambedue di disporre, anche in caso di calcolo agli Stati Limite, alle estremità dei solai precompressi a cavi aderenti, una armatura lenta inferiore sufficientemente diffusa in grado di assorbire uno sforzo di trazione uguale al taglio a salvaguardia delle trazioni nel calcestruzzo indotte dal momento positivo presente nei pressi dell'appoggio.

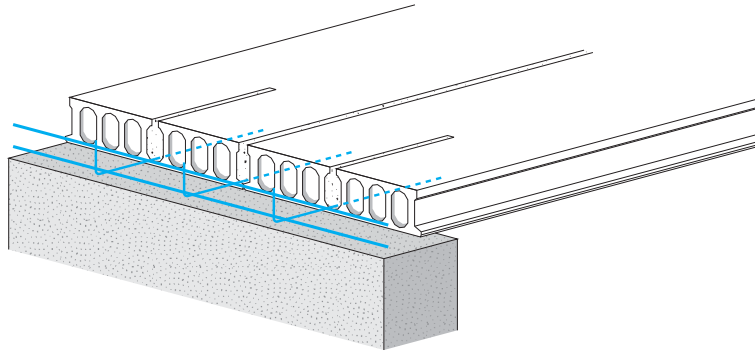


*Fig. 3.19* *Il ferro taglioresistente agli appoggi del solaio alveolare (D.M. 09.01.96 Art. 7.0.a.)*

Detta prescrizione, applicata ai solai alveolari, può essere espressa come segue:
In corrispondenza degli appoggi, comunque realizzati, devono essere poste in opera, al livello più basso possibile e ad un interasse convenientemente distribuito, armature metalliche adeguatamente ancorate nel manufatto e tali da assicurare l'assorbimento di uno sforzo di trazione uguale al taglio. La lunghezza dei ferri lato solaio deve essere calcolata sulla base delle tensioni ammissibili di aderenza per i ferri di armatura (Art. 3.1.4. e 5.3.3. del D.M. 14.02.92 e Art. 5.3.3. del D.M. 09.01.96). Per quanto riguarda lo scorrimento fra il manufatto ed il calcestruzzo di riempimento degli alveoli, si farà riferimento alla tensione di aderenza 0,30 N/mm$^2$ ammessa fra gli elementi di solaio prefabbricati lisci ed i getti integrativi realizzati in opera (Art. 7.1.6.2. del D.M. 09.01.96. vedi anche il precedente par. 3.2).

### 3.6.3. La precompressione in zona di ancoraggio a salvaguardia delle trazioni nei pressi degli appoggi

L'EC2 UNI-ENV 1992-1-1 all'Art. 4.2.3.5.6. tiene conto della crescita lineare della forza resistente fornita dalle armature di precompressione in zona di ancoraggio per contrastare le trazioni nel calcestruzzo generate dal taglio e dai momenti positivi.

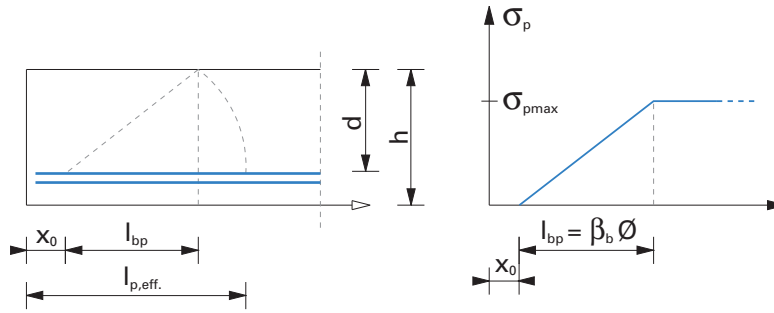



*Fig. 3.20 Il trasferimento della precompressione nelle lastre alveolari*

Tale forza resistente può essere nulla per pochi millimetri a partire dalla sezione di testata del manufatto fino all'inizio dell'aderenza reale dei cavi di precompressione, quindi cresce linearmente fino a sviluppare la precompressione piena.
La lunghezza di trasmissione $l_{bpd}$ dipende dal tipo e dal diametro dell'armatura e dalla resistenza reale effettiva del calcestruzzo del manufatto al momento dell'applicazione della precompressione.

Il tratto neutro $x_o$ indicato in Fig. 3.20 può essere valutato di volta in volta e dipende dall'eventuale rilascio repentino dell'armatura di precompressione, dal rientro dei trefoli al limite dell'accettabilità e dal diametro massimo dell'inerte impiegato.

Esso può essere anche deliberatamente provocato dall'annullamento dell'aderenza delle teste dei trefoli mediante guaine.

In pratica, se si progetta un'opera da realizzarsi al difuori della giurisdizione italiana (per la quale possa non essere rispettato l'Art. 7.0.a del D.M. 09.01.96) e non si vuole inserire in opera l'armatura di ancoraggio terminale nelle testate delle lastre, come visto nel precedente paragrafo 3.6.2., occorre controllare che nelle sezioni significative del manufatto vicine agli appoggi siano verificate le condizioni espresse nei seguenti punti indicati dalla

Norma EN 1168 ai paragrafi 4.4.3.3 e 4.4.3.4 e nell'Allegato Informativo E:

a) sia verificata la resistenza a taglio-flessione come espressa al punto 4.3.2.3. di UNI-ENV 1992-1-1 o al punto 6.2.2 della più aggiornata pr EN 1992-1

b) sia verificata la resistenza a taglio-trazione come espressa al punto 4.3.2.3. di ENV 1992-1-3 (parte 1.3) o al punto 6.2.2 della pr EN 1992-1

c) sia verificata la resistenza contro il cedimento dell'ancoraggio come indicato all'Art. 4.2.3.5.6. di ENV 1992-1-3 (parte 1.3)

Per lo sviluppo di dette verifiche si rimanda al prossimo Volume ASSAP di approfondimenti relativi al calcolo.

## 3.7. Incremento della resistenza a taglio dovuto ai getti di completamento

I getti integrativi per completare un solaio alveolare generalmente sono costituiti dalla sigillatura delle unioni longitudinali e delle fresature nelle testate nelle quali sono alloggiati gli spezzoni di collegamento, oppure dalla cappa collaborante quando è prescritta.

Questi getti costituiscono sezioni di calcestruzzo collaborante che si aggiungono alla sezione trasversale della lastra alveolare e di conseguenza incrementano considerevolmente la resistenza a taglio delle zone di testata del solaio in opera.

Il calcestruzzo di getto possiede normalmente classe C20/25 ÷ C30/35 rispetto alla classe minima C45/55 del manufatto prefabbricato e di ciò se ne deve tenere conto nella omogeneizzazione della sezione di testata per il calcolo della resistenza a taglio. Per quanto riguarda la teoria e la pratica di calcolo si rimanda al prossimo Volume ASSAP di approfondimenti specifici.

# Capitolo 4º
# CONNESSIONI E VINCOLI STRUTTURALI

## 4.1. I collegamenti e gli incatenamenti

I solai alveolari possono essere impiegati in combinazione con qualsivoglia struttura portante, sia essa in calcestruzzo gettato in opera, in calcestruzzo prefabbricato, oppure in acciaio.

Essi infatti, come si vedrà in questo capitolo, possono essere facilmente predisposti per assicurare, caso per caso, gli specifici collegamenti metallici con le strutture di contorno fino a poter realizzare veri e propri vincoli strutturali e anche incatenamenti strutturali.
Con tali premesse non esiste preclusione per il vincolo di incastro perfetto nei solai alveolari oppure per il loro impiego anche in zone sismiche.

Si dà generalmente il nome di collegamenti a quelle armature costituite da tondi di acciaio ordinario, anche variamente sagomate, che creano qualsivoglia unione fra due o più elementi strutturali contigui.
Gli incatenamenti consistono invece in armature correnti, rese efficacemente continue, disposte attraverso pareti e/o impalcati a salvaguardia dell'integrità strutturale di un intero corpo di fabbrica.

Essenziali devono ritenersi per l'integrità strutturale del solaio le armature di collegamento fra elementi prefabbricati e travi portanti.
Altrettanto essenziali per l'integrità dell'intero edificio devono considerarsi gli incatenamenti correnti in modo continuo nei cordoli.

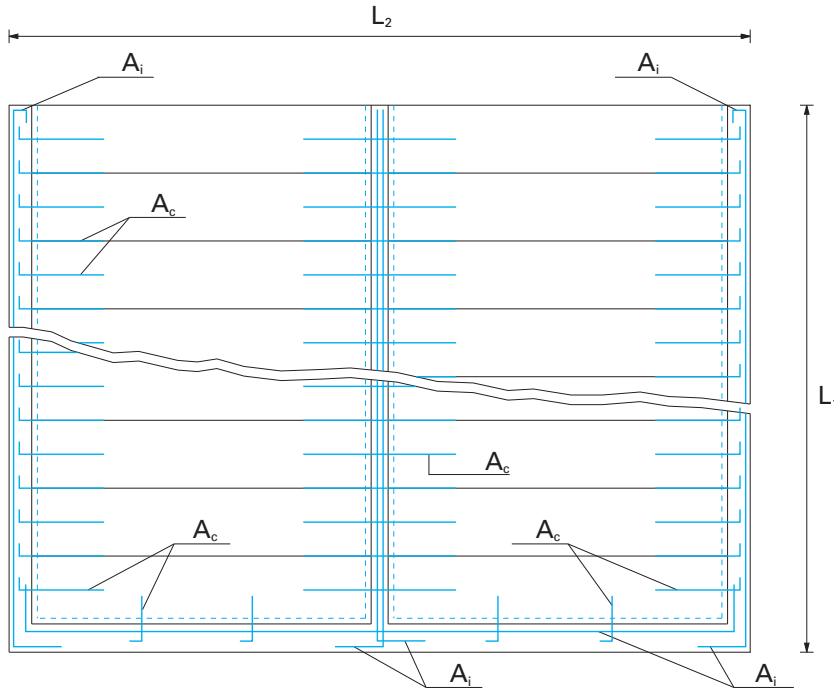



*Fig. 4.1* *I collegamenti e gli incatenamenti in un impalcato con solai alveolari.*

*Per il D.M. del 03.12.87 i valori minimi di $A_i$ e $A_c$ sono (Art. 2.11.2. b/e):*

- *sezione totale minima delle armature di incatenamento perimetrali al solaio:*
  *in zona non sismica* $A_i \geq 300\ mm^2$
  *in zona sismica* $A_i \geq 400\ mm^2$
- *sezione corrente minima di collegamento longitudinale e laterale:*
  *deve poter assorbire almeno l'1% degli sforzi assiali e comunque deve essere* $A_c \geq 33{,}3\ mm^2/m$

*Per EC2 UNI-ENV 1992-1-3 (parte 1-3 per i prefabbricati) (Art. 5.5.2.a) ed anche per pr EN 1992-1 (Sez. 9.10):*

- *gli incatenamenti perimetrali devono poter sopportare la forza di trazione* $F_i = L \times 10\ kN/m \leq 70\ kN$
  *dove L è la lunghezza totale della campata ($L_1$ oppure $L_2$)*
- *gli incatenamenti perimetrali possono essere disposti entro una fascia di 1,2 m dal bordo per cui possono anche essere inseriti nell'unione longitudinale fra la penultima e l'ultima lastra alveolare di bordo.*

### 4.1.1. Le connessioni nel solaio alveolare

A motivo del tipico processo produttivo "a nastro" la lastra alveolare non esce mai dallo stabilimento di produzione munita di spezzoni di collegamento fuoriuscenti dal calcestruzzo perimetrale. Però essa offre molti alloggiamenti naturali, facilmente praticabili, entro i quali è possibile ammarrare in opera molteplici tipi di agganci metallici atti a realizzare le più varie connessioni.

Il più ovvio di questi alloggiamenti è l'unione longitudinale fra lastra e lastra nella quale possono essere ammarrati gli spezzoni di collegamento delle testate e, se la capienza della sezione lo consente (vedi par. 3.3.), anche i tondi di incatenamento longitudinale.

Tali unioni longitudinali fra lastra e lastra risultano quasi sempre in numero troppo esiguo e troppo distanti fra loro per esaurire l'esigenza progettuale di avere a disposizione connessioni distribuite in modo sufficientemente continuo.
Per questa ragione vengono praticate in stabilimento nelle testate delle lastre alveolari altre scanalature, le "fresature" già illustrate al par. 2.3.1., in numero di una, due o anche tre per ogni testata larga cm 120, in modo da offrire più numerosi e ravvicinati alloggiamenti alle connessioni richieste dal progetto.

Nei casi in cui il campo di solaio risulta delimitato lateralmente da strutture quali cordoli o travi di bordo, come illustrato in Fig. 4.1, i collegamenti trasversali per solai senza soletta superiore vengono realizzati con staffe chiuse poste entro apposite fresature aperte lateralmente nel corpo della lastra (vedi Fig. 4.2).
Le fresature laterali hanno interasse di circa 1 ÷ 2 m e dimensioni molto contenute.
Ove è prevista una soletta collaborante superiore, essa offre naturale alloggiamento alla rete elettrosaldata atta a realizzare le connessioni trasversali di bordo (vedi Fig. 4.3).

Per EC2 ENV 1992-1-3 (Art. 5.5.2.a) come anche per la più aggiornata pr EN 1992-1 (Sez. 9.10) gli incatenamenti perimetrali possono essere anche inseriti nell'unione longitudinale fra la penultima e l'ultima lastra alveolare di bordo, purché entro una fascia di 1,2 m dal bordo libero del solaio.

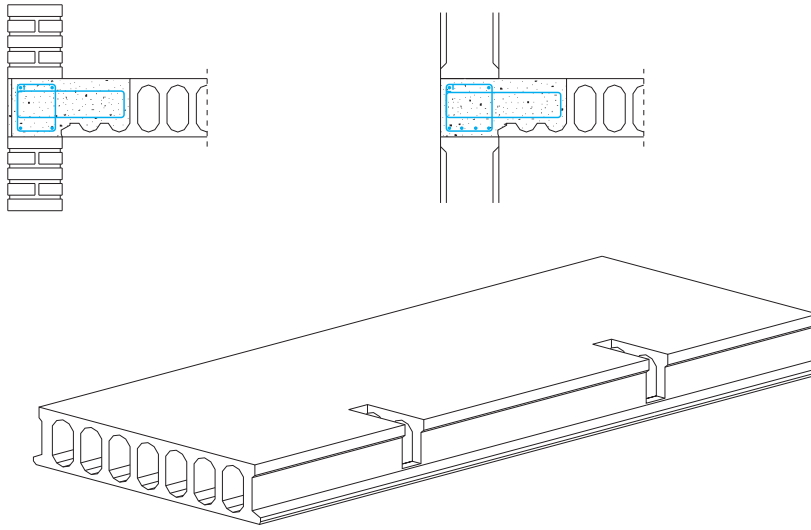


*Fig. 4.2* *Le connessioni laterali in assenza di soletta superiore.*

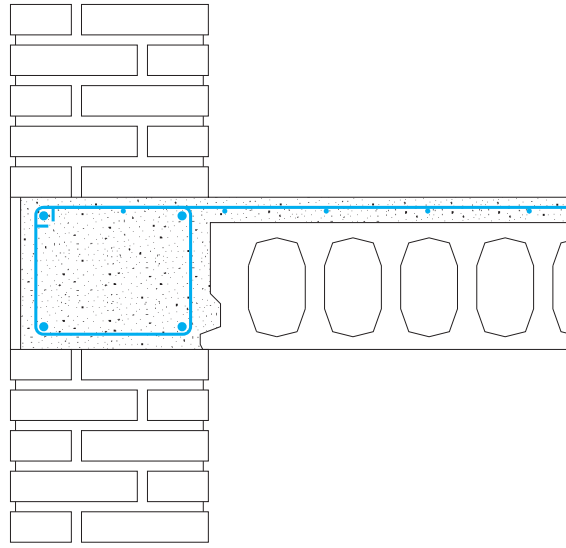


*Fig. 4.3* *La connessione laterale in presenza di soletta superiore.*

Un altro alloggiamento delle barre costituenti cordolo di incatenamento laterale può essere costituito dall'alveolo prossimo al bordo del solaio come mostrato nelle figure 4.4 e 4.5.
Nel medesimo alveolo verranno anche risvoltate ed ancorate le barre dell'incatenamento intermedio $A_i$.

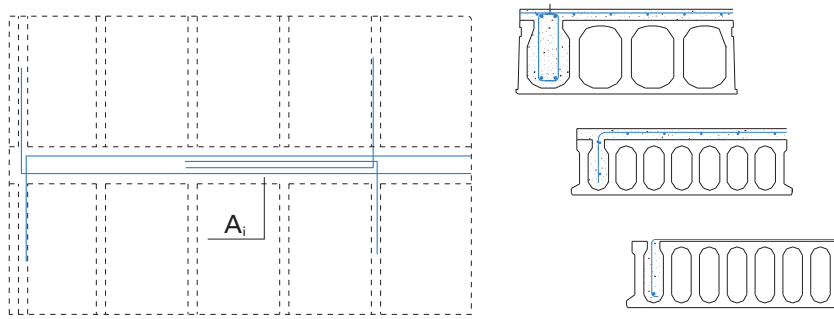



*Fig. 4.4* *Incatenamento di bordo incorporato nella lastra alveolare oppure nell'ultima unione longitudinale in presenza e in assenza di soletta superiore.*

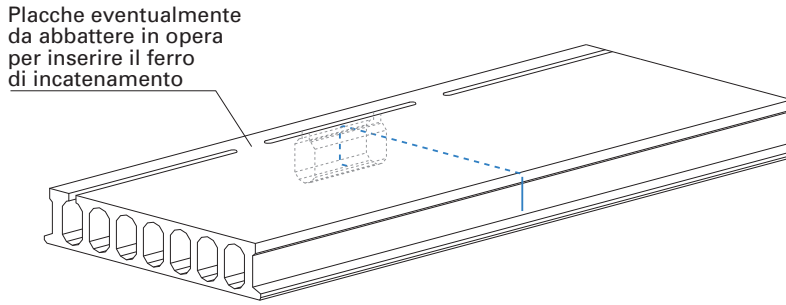



*Fig. 4.5* *La lastra predisposta per alloggiare un incatenamento perimetrale di bordo.*
*I ferri trasversali ammarrati nella lastra alveolare che vincolano il solaio all'incatenamento perimetrale in zone sismiche saranno almeno due per luci di solaio $l > 6{,}0$ m e almeno uno per luci $4{,}0 < l < 6{,}0$ m e avranno sezione almeno pari a 33,3 $mm^2/m$ (D.M. del 03.12.87 Art. 2.11.2. e).*

Nelle lastre predisposte per incorporare il cordolo perimetrale, l'apertura dell'alveolo viene realizzata in stabilimento su tratti lunghi non più di 2 m, lasciando le placche di soletta superiore da abbattere in opera (vedi Fig. 4.5).

### 4.1.2. Ancoraggio dell'armatura nella lastra alveolare

L'efficienza di ogni collegamento metallico fra la testata del solaio alveolare e qualsiasi struttura al contorno sta nel perfetto ancoraggio dello spezzone metallico nella fresatura e/o nella unione longitudinale.
Per essere certi della efficacia del collegamento occorre quindi tenere in considerazione che:

- il getto in opera che riempie la fresatura e/o l'unione deve risultare adeguatamente ancorato al manufatto prefabbricato;

- lo spezzone in acciaio lento deve risultare saldamente ammarrato nel getto in opera che riempie la fresatura e l'unione.

Perché le funzioni suddette risultino garantite sarà bene osservare i seguenti punti:

a) la classe del calcestruzzo di getto sia come minimo C 20/25 (in ogni caso viene raccomandata la classe C 25/30 come dai precedenti par. 3.3 e 3.4.); è bene che il getto sia adeguatamente costipato e vibrato;

b) la tensione di scorrimento $\tau_{sd}$ fra il calcestruzzo del manufatto (superficie estrusa o vibrofinita) ed il calcestruzzo del getto in opera, sotto l'azione della massima trazione delle armature ammarrate nello stesso alveolo, per la Norma Europea ENV 1992-1-3 (Art.4.5.3.3) così come per la più aggiornata pr EN 1992-1 (Sez. 6.2.5), per classe di calcestruzzo C 25/30 deve essere allo Stato Limite Ultimo:
   - nelle fresature $\tau_{sd} \leq 0.39$ N/mm$^2$
   - nelle unioni longitudinali fra lastre $\tau_{sd} \leq 0.10$ N/mm$^2$

mentre per la Norma Italiana (D.M. del 09.01.96, par. 7.1.6.2.) può essere sia nelle fresature che nelle unioni $\tau_{sd} \leq 0.30$ N/mm$^2$ allo Stato Limite di Esercizio;

c) la superficie del manufatto prefabbricato sia ben pulita e il calcestruzzo del getto sia confezionato con cemento a non rapida presa e con limitato ritiro;

d) la parte inferiore della fresatura, interessata dal calcestruzzo rimosso, normalmente non venga considerata superficie di contatto efficace;

Per quanto riguarda l'ancoraggio dell'acciaio occorre verificare che:

e) la lunghezza di aderenza dell'acciaio lento (preferibilmente ad aderenza migliorata) rispetti i valori richiesti dalla Normativa Italiana (D.M. 09.01.96 Art. 5.3.3.) simile al progetto di Norma Europea pr EN 1992-1 (Sezione 8.0);

f) il ferro risulti ben avvolto da calcestruzzo compatto lungo tutto il suo sviluppo;

g) la parte terminale delle fresature sia chiusa da un tappo in modo che il getto risulti confinato durante la vibratura (questa raccomandazione vale soprattutto per spessori di lastra alveolare $h \geq 250$ mm).

## 4.2. La realizzazione dei vincoli strutturali

Il solaio alveolare si è sviluppato fino agli anni ’70 a servizio della "prefabbricazione" la quale prevedeva prevalentemente strutture assiemate a secco e quindi semplicemente appoggiate.

La stragrande maggioranza dei solai alveolari prodotti nel mondo è stata quindi fino a pochi anni or sono applicata in semplice appoggio per motivi di economicità e celerità nelle operazioni di costruzione.

Dagli anni '70 la "prefabbricazione" degli edifici si è trasformata gradualmente in "industrializzazione della costruzione per componenti" ed è stata posta maggiore attenzione alle connessioni ed ai getti integrativi in opera per restituire all'insieme strutturale la tradizionale monoliticità. Anche al solaio alveolare sono ora richieste prestazioni da struttura più evoluta.
Vengono analizzate qui di seguito le caratteristiche peculiari dei vincoli applicati al solaio alveolare e le specifiche modalità per realizzarli prescindendo dai dimensionamenti e dai calcoli delle forze in gioco per i quali si rimanda al prossimo Volume ASSAP di approfondimenti specifici.

### 4.2.1. Appoggio semplice

Ogni campata di solaio in appoggio semplice deve poter inflettersi liberamente sotto l'azione dei carichi sia permanenti che accidentali.
Inoltre è indispensabile assicurare i dovuti collegamenti con le strutture portanti.

Per la Norma Italiana (D.M. del 09.01.1996 Art. 5.3.1. e 7.0.a) e, in casi particolari, anche per la Norma Europea (ENV 1992-1-1 par. 4.2.3.5.6) è richiesta apposita armatura lenta posizionata più bassa possibile e ben ancorata, atta a sopportare il momento positivo di campata che si sviluppa in zona di aderenza.

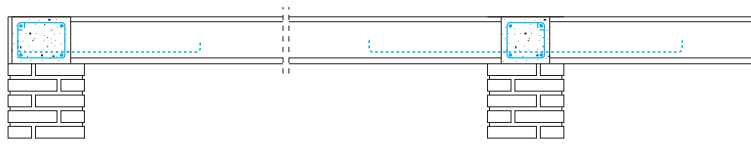


*Fig. 4.6 Solaio alveolare semplicemente appoggiato*

A tale scopo è prescritto che, in caso di semplice appoggio, l'armatura possa assorbire allo S.L.U. uno sforzo di trazione pari all'intero taglio all'appoggio.

Si raccomanda un interasse per queste armature taglioresistenti non superiore a 60 cm con eccezione per i solai di semplice copertura per i quali si usa normalmente l'interasse di 120 cm a motivo dell'esiguità degli sforzi taglianti.

Per l'Eurocodice in zona di ancoraggio dei trefoli alle testate è presente la precompressione con valore variabile linearmente da zero al 100% perciò esso consente che il momento positivo in zona di ancoraggio venga sopportato anche dalla quota di precompressione sviluppata in quella sezione.

Più precisamente l'ENV 1992-1-1 al punto 4.2.3.5.6.(9) ed analogamente la versione pr EN 1992-1 (Sez. 8.10) prescrivono che, se l'inviluppo delle forze di trazione agenti in zona di ancoraggio (combinazione delle trazioni dovute al taglio con quelle dovute al momento positivo) supera $f_{ctk\ 0.05}$, va verificato che tale inviluppo non sia maggiore della forza di trazione resistente fornita sia dalle armature di precompressione che dalle armature ordinarie eventualmente inserite nella zona di ancoraggio.

In caso di solai semplicemente appoggiati occorre prestare particolare attenzione che non insorgano indesiderati momenti negativi dovuti a disattenzioni costruttive che possono provocare inopportune fessurazioni (vedi All. Informativo "E" della Norma EN 1168).

L'Eurocodice ENV 1992-1-1 al punto 5.4.2.1.2.1 così come la versione aggiornata pr EN 1992-1 (Sez. 9.0), prescrivono che, nelle costruzioni con getti in opera diffusi, anche quando si siano assunti in progetto appoggi semplici, occorre comunque predisporre un'armatura atta ad assorbire un momento flettente negativo derivante da un incastro parziale, pari ad almeno il 25% del momento massimo positivo di campata.

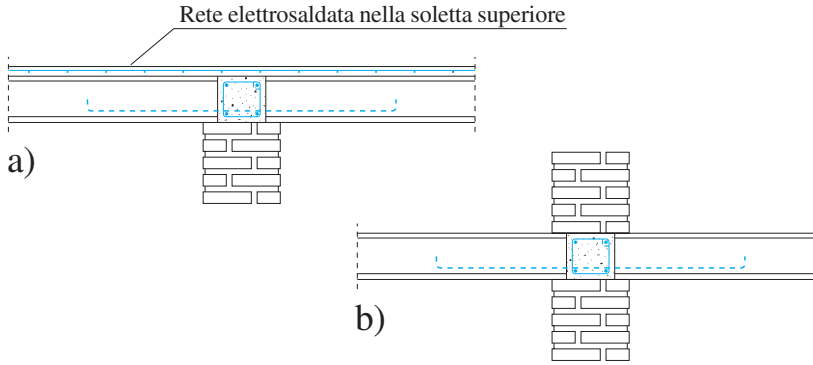



*Fig. 4.7* *Falsi semplici appoggi con insorgenza di momenti negativi inattesi:*
*a) la cappa armata da rete elettrosaldata crea continuità e contrasta la libera inflessione dei solai;*
*b) il peso del muro sovrastante blocca la libera rotazione delle teste del solaio.*

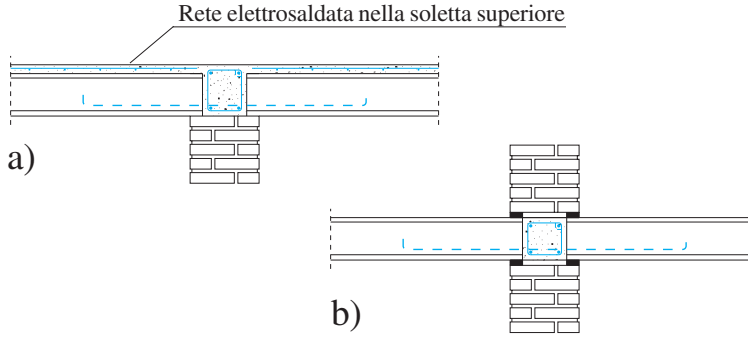
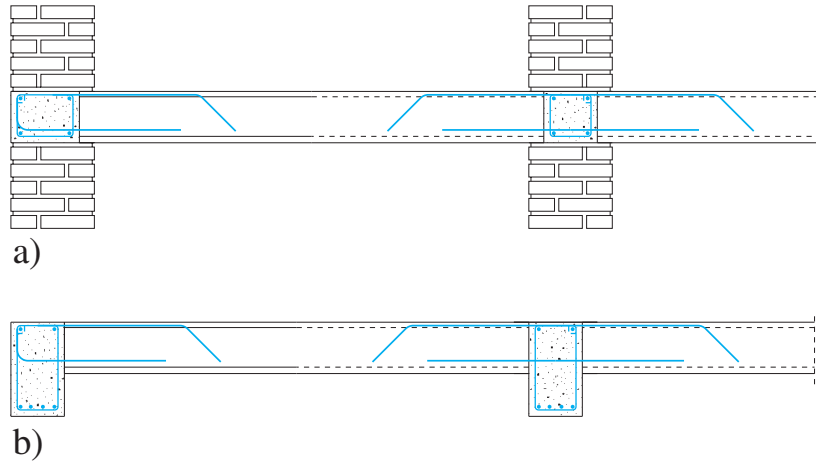



*Fig. 4.8* *Corretti accorgimenti costruttivi che restituiscono al solaio la libertà del semplice appoggio:*
*a) interruzione dell'armatura della cappa sul cordolo;*
*b) interposizione di nastri di neoprene che permettono la libera rotazione delle teste del solaio.*

### 4.2.2. Continuità fra solai su più appoggi

Questo tipo di vincolo strutturale coinvolge ormai in Italia la maggior parte delle applicazioni di solai alveolari con travi gettate in opera e viene applicato anche in presenza di travi prefabbricate quando esse devono essere completate da getti in opera.



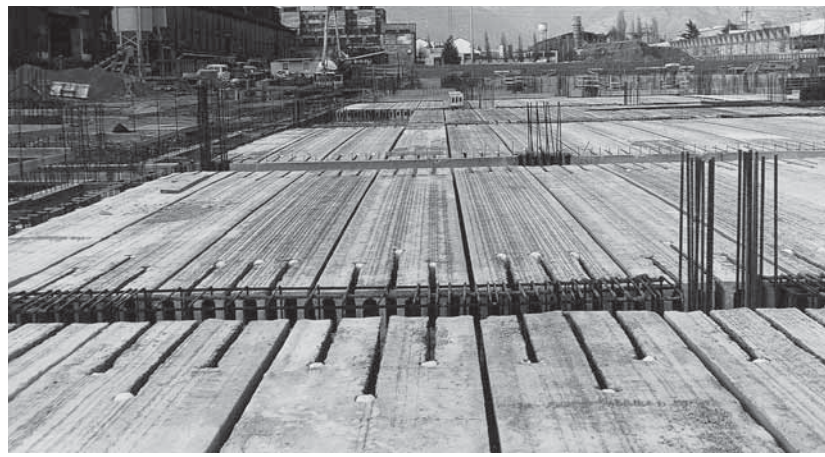



*Fig. 4.9* *Solaio in continuità su più appoggi:*
*a) con blocco totale dei nodi (incastro perfetto)*
*b) con possibilità di rotazione dei nodi (incastro parziale)*

La continuità viene "raccomandata", così come i collegamenti alle testate, quando è importante ottenere un complesso strutturale monolitico. In presenza cioè di edifici antisismici o garages sotterranei nei quali le strutture sono composite, con presenza di travi prefabbricate e getti in opera di completamento.

In questi casi infatti i muri controterra, i corpi scale, i pilastri sono sempre previsti in getto in opera e nei garages spesso è prevista anche la finitura dei pavimenti in calcestruzzo lisciato, per cui non costituisce alcun problema per il costruttore aggiungere il ferro lento per rendere continui i solai alveolari.

La continuità diviene “indispensabile” quando il solaio alveolare viene inserito in luce netta in una struttura completamente gettata in opera sia essa costituita da pilastri e travi o da pareti portanti.
In questi casi i solai alveolari vengono collegati in luce netta alla struttura portante senza il sostegno di un appoggio e perciò risulta strutturalmente inammissibile il vincolo di semplice appoggio (vedi Fig. 4.9.b).

Il vincolo di continuità è "indispensabile" anche quando la finitura del pavimento è tale da non ammettere fessurazioni visibili nelle vicinanze dell'appoggio e quando le frecce sotto i carichi accidentali ed i carichi di lunga durata devono essere ridotte al minimo.

La continuità è “raccomandata” anche quando l'ala compressa della trave deve coinvolgere strutturalmente la porzione di solaio alveolare ad essa adiacente.
Questa porzione di solaio collabora strutturalmente come parte integrante della trave stessa.
Ciò permette di ottenere una trave portante più bassa (vedi Fig. 4.16).

Infine il vincolo di continuità è una “conseguenza indesiderata”, e il progettista deve tenerne conto, in caso di particolari condizioni costruttive come quelle illustrate nella Fig. 4.7: cappa collaborante armata da rete elettrosaldata oppure muri portanti che immorsano le teste del solaio alveolare e ne bloccano la libera rotazione.

Una lastra alveolare semplicemente appoggiata possiede uno stato tensionale degno di attenzione, nei pressi dell'appoggio, dovuto alla contemporanea presenza sia delle tensioni di "spalling" sia delle tensioni di diffusione della precompressione (splitting), sia delle tensioni dovute al taglio.

A contrasto dello "spalling" e dello “splitting” agisce positivamente il contributo dell'ultima biella compressa all'interno di ciascuna nervatura.

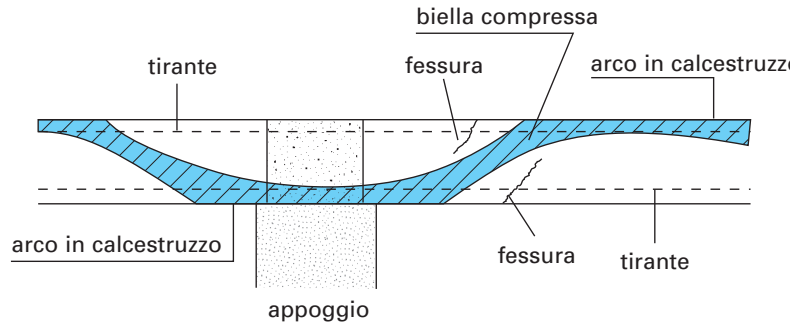



*Fig. 4.10* *I meccanismi arco-tirante che si instaurano in corrispondenza degli appoggi dei solai alveolari resi continui (Prof. Franco Levi - Politecnico di Torino 1983).*

Nel caso di lastre per le quali viene realizzato in opera il vincolo di continuità la situazione tensionale interna viene sostanziosamente migliorata a tutti gli effetti dalla presenza degli sforzi di compressione al lembo inferiore che sono sempre di entità considerevole (vedi Fig. 4.10).

In effetti, la possibilità che si formino fessurazioni nella zona soggetta a momento negativo, negli elementi resi continui, non può assolutamente impedire l'instaurarsi di due meccanismi ad arco in calcestruzzo con tiranti in acciaio le cui concavità sono dirette in opposte direzioni (verso l'alto sull'appoggio e verso il basso in campata).
La contemporanea presenza di bielle compresse nei due sistemi impedisce che le fessure, indotte dai due momenti flettenti di segno opposto, possano eventualmente congiungersi e ciò appare ben evidenziato in Fig. 4.10.

**Tab. 4.1**

| Esigenza progettuale | Vantaggi dovuti alla continuità | Svantaggi dovuti alla continuità |
|---|---|---|
| 1. Resistenza a flessione (e taglio) allo S.L.E. e allo S.L.U. | - A parità di spessore del solaio alveolare e d'armatura di precompressione si possono ottenere momenti resistenti fino al 30% più elevati.<br>- La resistenza a taglio dipende dal numero di alveoli riempiti in opera alle testate. | - Più alta incidenza di armatura lenta aggiuntiva (fino a 3 kg/m$^2$) e di calcestruzzo gettato in opera (fino a 20 litri/m$^2$) per i collegamenti alle testate.<br>- Occorre prevedere armatura di precompressione anche al lembo superiore delle lastre ed alcuni alveoli aperti superiormente alle testate. (fresature).<br>- Occorre predisporre tappi negli alveoli posti a distanza stabilita dalle testate.<br>- Occorre controllare la massima precompressione delle lastre al lembo inferiore per evitare eccessivi sforzi di compressione dovuti al momento negativo. |
| 2. Resistenza al fuoco | - A parità di spessore e di armatura di precompressione la resistenza può aumentare del 30%. | - Vedi punto 1. |
| 3. Progetto antisismico | - Si abbassa l'entità delle forze orizzontali di progetto in conseguenza di un più alto valore del fattore "q" di comportamento della struttura, a motivo della più elevata duttilità e dissipazione di energia. | - Vedi punto 1. |
| 4. Minima deformazione elastica ed a lunga durata sotto i carichi permanenti e accidentali. | - A parità di spessore le deformazioni si riducono fino a 2 ÷ 5 volte. | - Vedi punto 1. |
| 5. Eliminazione delle fessure visibili in corrispondenza degli appoggi in solai a più campate. | - L'esigenza viene sempre rispettata con progetto oculato del numero, sezione ed interasse delle barre di acciaio lento per i momenti negativi. | - Vedi punto 1. |
| 6. Riduzione dello spessore della trave portante. | - Si ottiene allargando al solaio alveolare l'ala compressa della trave. | - Vedi punto 1. |
| 7. Solai alveolari portati da travi gettate in opera in spessore di solaio. | - L'applicazione è possibile. | - Vedi punto 1.<br>- La sezione della lastra alveolare larga 120 cm deve assicurare che lo spessore totale delle nervature sia di circa 40 cm in modo da minimizzare gli sforzi di sospensione.<br>- La precompressione al lembo inferiore non deve essere eccessiva perché le tensioni di spalling in tutte le nervature rimangano contenute. |

Prima di progettare solai alveolari senza momenti negativi agli appoggi è bene tenere presenti gli aspetti tecnici ed economici elencati in Tab. 4.1 e valutare la convenienza del vincolo di continuità in rapporto allo schema progettuale troppo semplificato basato sui vincoli in semplice appoggio.

I solai realizzati con lastre alveolari possono essere considerati continui per i carichi agenti dopo la posa in opera dei manufatti qualora vengano rispettate le seguenti condizioni:

a) le armature ordinarie di continuità siano poste ad interasse non superiore a 60 cm;

b) siano rispettate le norme sull'aderenza fra calcestruzzo prefabbricato e getto in opera (vedi precedente par. 3.4.1) e fra questo ed i ferri di continuità ivi inglobati, tenendo conto di una sollecitazione nell'acciaio pari al valore cui l'armatura è soggetta nella sezione di testata del solaio (D.M. 09.01.96 Art. 5.3.3. e 7.3.3.; EC2 UNI ENV 1992 -1-1 par. 5.4.2.1.3; pr EN 1992-1 Sez. 9);

c) l'armatura di continuità sia ancorata, alle sue estremità, al lembo inferiore della lastra mediante gancio o piego;

d) l'altezza della lastra sia non inferiore a 12÷15 cm.

Le condizioni imposte tendono a soddisfare le seguenti esigenze:

a) l'armatura di continuità deve essere sufficientemente diffusa e ben ancorata;

b) l'aderenza fra manufatto prefabbricato e calcestruzzo integrativo deve essere garantita come indicato nei punti a), b), c), del precedente paragrafo 4.1.2. e l'aderenza fra acciaio e getto integrativo rispetti i punti d), e) ed f) dello stesso paragrafo;

c) l'ancoraggio terminale al lembo inferiore elimina il possibile distacco del calcestruzzo del lembo superiore teso del solaio (vedi Fig. 4.11);

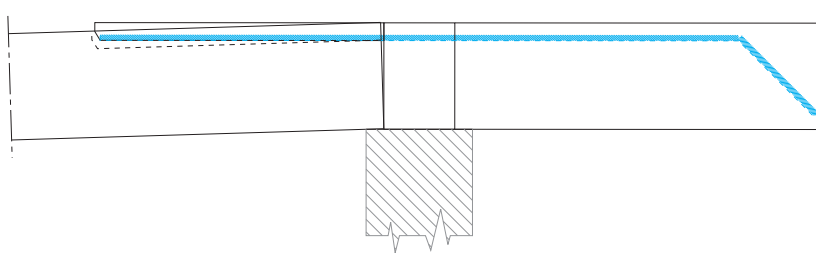


*Fig. 4.11* *Senza ancoraggio terminale al lembo inferiore, il ferro teso può creare l'inconveniente illustrato.*

d) un solaio alveolare con spessore inferiore a 12÷15 cm difficilmente può essere munito di armatura che consenta di realizzare valida continuità strutturale.

In caso di solaio reso continuo le armature taglio-resistenti poste al lembo inferiore in corrispondenza degli appoggi devono assorbire lo sforzo di trazione uguale al taglio, calcolato solo per il peso proprio e per il peso dei getti in opera di completamento.
Infatti i carichi permanenti ed accidentali applicati successivamente generano momenti negativi sugli appoggi e quindi non trazione, bensì compressione al lembo inferiore del solaio nella zona di appoggio.

A prescindere dagli effetti reologici di viscosità e ritiro e anche dalla ridistribuzione dei momenti, i momenti positivi di campata del solaio si ottengono sommando

**in 1ª fase:** il momento di peso proprio del solaio alveolare completato con i getti in opera, calcolato in semplice appoggio

ed **in 2ª fase:** il momento positivo massimo dovuto ai carichi permanenti più gli accidentali, calcolato in continuità nella più gravosa condizione di carico.

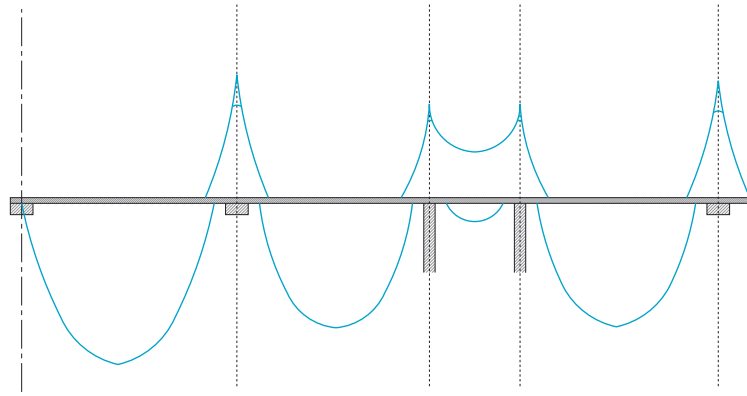


*Fig. 4.12* *Andamento dei massimi momenti negativi e positivi in un solaio in continuità dovuti ai soli carichi permanenti e accidentali di 2ª fase:*

- *i momenti negativi da prendere in conto per gli appoggi sono dovuti alla condizione più sfavorevole di carico;*
- *i momenti positivi di campata sono dovuti alla condizione più gravosa dei carichi e vanno sommati ai momenti positivi di 1ª fase (peso proprio del solaio in semplice appoggio);*
- *la rigidezza delle varie campate del solaio deve essere costante nel calcolo della trave continua;*
- *occorre prestare attenzione ai momenti negativi di campata generati da particolari condizioni di carico e prevedere, a salvaguardia, adeguata armatura lenta o di precompressione.*

Di conseguenza i massimi momenti negativi agli appoggi si ottengono dal calcolo in continuità dei soli carichi di 2ª fase, permanenti più accidentali gravanti nella condizione più sfavorevole.

Per quanto concerne gli effetti reologici di viscosità e ritiro vedasi la trattazione nel prossimo Volume ASSAP di approfondimenti specifici.

Come indicato in figure 4.12 e 4.13 il vertice della cuspide dei momenti negativi viene smorzato in corrispondenza della larghezza del nodo tenendo conto che la stessa trave già assorbe una parte di momento negativo in corrispondenza della cuspide sull'appoggio (arrotondamento a parabola).

### 4.2.3. Ridistribuzione dei momenti dovuta alla duttilità del nodo

Dopo aver calcolato i massimi momenti negativi agli appoggi come visto nel paragrafo precedente e dopo aver provveduto all'arrotondamento a parabola delle cuspidi come indicato in Fig. 4.12, è opportuno tenere conto di un ulteriore decremento dei massimi momenti negativi, a sfavore dei massimi momenti positivi di campata, applicando la cosiddetta ridistribuzione dei momenti.

La maggiore duttilità del nodo gettato in opera, infatti, di classe nettamente inferiore rispetto al calcestruzzo del manufatto prefabbricato, fa sì che si ridistribuisca una certa percentuale del momento negativo con incremento del momento positivo di campata (vedi Fig. 4.13).
La ridistribuzione dei momenti deve essere effettuata tenendo conto della sommatoria delle diverse componenti di duttilità del nodo:

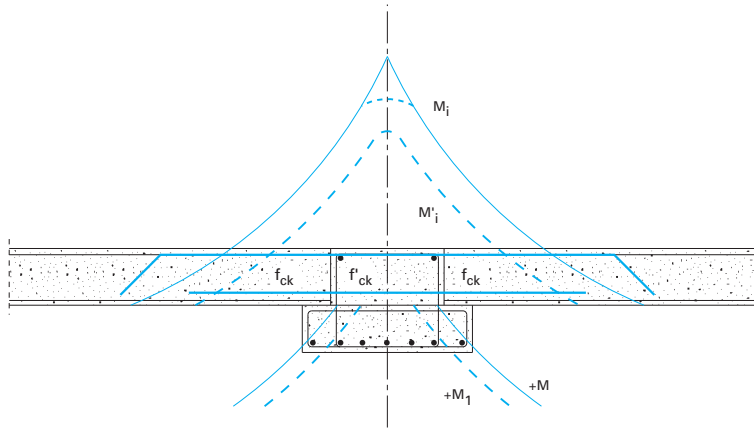



*Fig. 4.13* *Il momento negativo $M_i$ si riduce a $M'_i$ a causa della maggiore deformabilità sia elastica che viscosa del calcestruzzo con resistenza $f'_{ck}$.*
*Di conseguenza i momenti positivi di campata aumentano di altrettanto.*

- **in regime puramente elastico** il calcestruzzo nel nodo possiede modulo elastico $E'_{cm}$ inferiore al modulo elastico $E_{cm}$ del calcestruzzo prefabbricato e la ridistribuzione dipende dal rapporto $E'_{cm}/E_{cm}$ (vedi prossimo Volume ASSAP di approfondimenti).

- **in regime viscoso** occorre prendere in considerazione la componente di deformazione viscosa dovuta alle azioni esterne (carichi) e la componente dovuta alla precompressione; gli effetti possono avere anche segno opposto fra loro (vedi prossimo Volume ASSAP di approfondimenti), per cui in prima approssimazione tale componente può considerarsi nulla.

In definitiva, se si indica con $\delta$ il rapporto fra il momento negativo $M'_i$ effettivo dopo avvenuta la ridistribuzione ed il momento negativo $M_i$ teorico prima della ridistribuzione, ovvero

$$M'_i = \delta M_i$$

non risulta molto lontano dal vero il valore $\delta$ pari alla radice del rapporto fra le resistenze caratteristiche dei due calcestruzzi

$$\delta = \sqrt{f'_{ck} / f_{ck}}$$

purché risulti verificata la condizione posta in modo identico dalla Norma Italiana D.M. 09.01.96 art. 4.1.1.3, dalla Norma Europea ENV 1992-1-1 art. 2.5.3.4.2. ed analogamente dalla versione pr EN 1992-1 Sez. 5.5, nelle quali posto:

x = profondità dell'asse neutro allo S.L.U. dopo la ridistribuzione
d = altezza efficace della sezione.

deve risultare:

$\delta \geq 0.44 + 1.25\ x/d$ (per calcestruzzo $f_{ck} \leq$ C35/45)
$\delta \geq 0.56 + 1.25\ x/d$ (per calcestruzzo $f_{ck} >$ C35/45)

In ogni caso in presenza di acciai ad alta duttilità, tipo FeB 44k, deve essere $\delta$ compreso fra 0.7 e 1.0

$$0.7 \leq \delta \leq 1.0.$$

Una volta identificata la reale entità dei momenti negativi sugli appoggi occorre predisporre un numero sufficiente di barre resistenti a trazione ancorate per la regolare lunghezza di aderenza a partire dal punto in cui esse non sono più sollecitate (vedi ENV 1992-1-1 punti 5.2.2.3; 5.2.3.4; 5.4.2.1.3 ed anche pr EN 1992-1 Sez. 9.0).

Sarà inoltre necessario verificare che le sollecitazioni di compressione indotte al lembo inferiore del solaio alveolare dal momento negativo, sommate alle sollecitazioni di precompressione, in quella sezione, non superino il valore massimo consentito per la classe del calcestruzzo del manufatto precompresso.

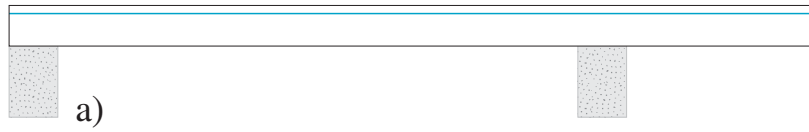
Si tenga sempre presente quanto già accennato all'inizio di questo paragrafo, cioè che la ridistribuzione dei momenti deve incrementare il momento positivo di campata in relazione a quanto diminuiscono i momenti negativi sugli appoggi.

### 4.2.4. Incastro per mensole

Il solaio alveolare con mensola può essere realizzato in vari modi come prospettato in Fig. 4.14.

**La realizzazione secondo la Fig. 4.14 a)** viene normalmente applicata in presenza di aggetti inferiori a m 1.20 ÷ 1.50 con sovraccarichi poco gravosi. L'acciaio di precompressione al lembo superiore viene abitualmente inserito dai produttori che movimentano le lastre alveolari mediante carri elevatori a forche con inevitabile presenza di sbalzi in regime di sollecitazione dinamica. Con questo tipo di armatura si realizzano aggetti di gronda nelle coperture e altre piccole mensole, ma non in presenza di sovraccarichi importanti.

Infatti è sempre da controllare l'aderenza degli acciai di precompressione nel calcestruzzo appartenente alla zona superiore della lastra alveolare che risulta un po' meno compattata della corrispondente zona di intradosso.
Inoltre questa armatura della mensola non è molto conveniente in quanto penalizza la portata del solaio alveolare nel tratto di campata tra i due appoggi, sollecitato a momento positivo.




*Acciaio presollecitato per la precompressione del lembo superiore.*

*Armatura ordinaria inserita nel manufatto in produzione a fresco oppure in opera in apposita fresatura*

*Armatura ordinaria inserita in opera con puntellazione provvisoria delle lastre-mensola*

*Fig. 4.14* *Tre diverse modalità esecutive di un solaio alveolare con mensola.*
*In caso di solai a sbalzo con cappa collaborante l'armatura per la mensola viene normalmente inserita nella soletta gettata in opera e viene utilizzata la soluzione b).*

**La realizzazione secondo la Fig. 4.14 b**) è la più applicata in presenza di medi aggetti e medi sovraccarichi perché offre garanzia di ottime prestazioni statiche.
E' indispensabile in ogni caso verificare le sollecitazioni di compressione nel calcestruzzo del lembo inferiore del solaio in corrispondenza dell'appoggio dello sbalzo, perché la compressione dovuta al momento negativo si somma alla precompressione propria della struttura presollecitata.
A tal motivo sarà bene verificare anche le eventualmente poco estetiche inflessioni elastiche e viscose della mensola verso il basso dovute ad eccessive sollecitazioni di compressione al lembo inferiore.

**La realizzazione secondo la Fig. 4.14 c)** è la più adatta in presenza di forti aggetti (anche fino a 5 m) e/o di notevoli sovraccarichi.
Anche in questo caso deve essere verificata la sollecitazione di compressione nel calcestruzzo del lembo inferiore della lastra alveolare su due appoggi a causa della precompressione preesistente in zona di testata.
Anche dal punto di vista estetico questa soluzione risulta ottimale perché la puntellazione permette di rialzare l'estremità dello sbalzo prevenendone gli abbassamenti provocati dalla deformazione elastica e viscosa della zona di incastro della mensola.

## 4.3. Il nodo trave-solaio.

### 4.3.1. Premessa

Si esaminano qui una per una le varie tipologie di nodo fra travi portanti e solai alveolari.
In tutte le esemplificazioni costruttive, esposte qui di seguito, è di fondamentale importanza tenere presente che la testata di qualsiasi lastra alveolare, riempita fino alla profondità desiderata con calcestruzzo gettato in opera, adeguatamente vibrato ed avente la desiderata resistenza caratteristica, funziona egregiamente come ala strutturalmente collaborante con la trave portante alla quale essa viene collegata mediante appropriata armatura.

Il momento d'inerzia della trave portante risulta fortemente incrementato quando vengono prese in conto anche le ali di solaio collaboranti calcolate per semplicità come sezione rettangolare piena costituita da calcestruzzo avente la stessa classe di resistenza del calcestruzzo gettato in opera.
Per ottenere dalla testata della lastra alveolare tale funzione di ala, essa deve essere opportunamente predisposta già in fase progettuale come illustrato nelle figure 4.15 e 4.16.

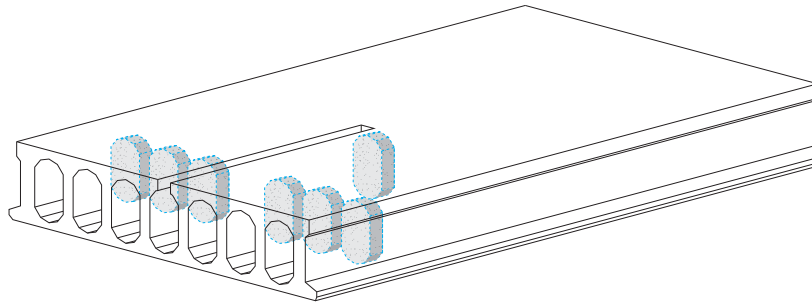


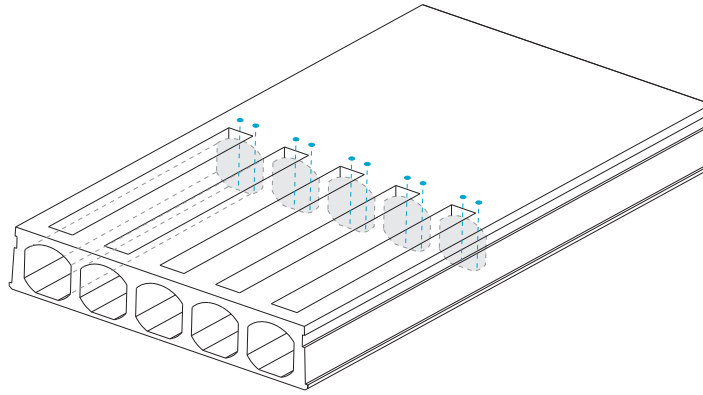
*Fig. 4.15* *Testata predisposta per il getto di piccola ala collaborante con la trave portante*

Inoltre è indispensabile una adeguata armatura di collegamento superiore e inferiore fra i solai alveolari le cui testate costituiscono ali della medesima trave portante perché non si verifichino macrofessurazioni dovute a momenti negativi e ad eccessive tensioni di scorrimento trasversale in prossimità delle testate del solaio non adeguatamente collegate alla trave mediante apposita armatura.

Se la profondità dell'ala è limitata a circa 1,5 ÷ 2,0 volte lo spessore della lastra, gli alveoli non interessati da fresature debbono essere tamponati alla profondità desiderata come previsto al precedente paragrafo 2.3.7. ed illustrato in Fig. 4.15.

In questo caso il calcestruzzo gettato in opera e ben vibrato è in grado di penetrare negli alveoli fino alla profondità dei tappi e costiparsi a dovere fino ad occupare tutto lo spazio libero a disposizione.

Se la larghezza dell'ala è più estesa, fino anche a raggiungere la massima estensione consentita dalle Normative (D.M. 09.01.1996 Art. 5.5 e ENV 1992-1-1 Art. 2.5.2.2.1.) è indispensabile predisporre la testata della lastra con tutti gli alveoli aperti verso l'alto fino alla profondità necessaria (vedi Fig. 4.16), per permettere l'accurato riempimento dell'ala con calcestruzzo gettato in opera e vibrato.



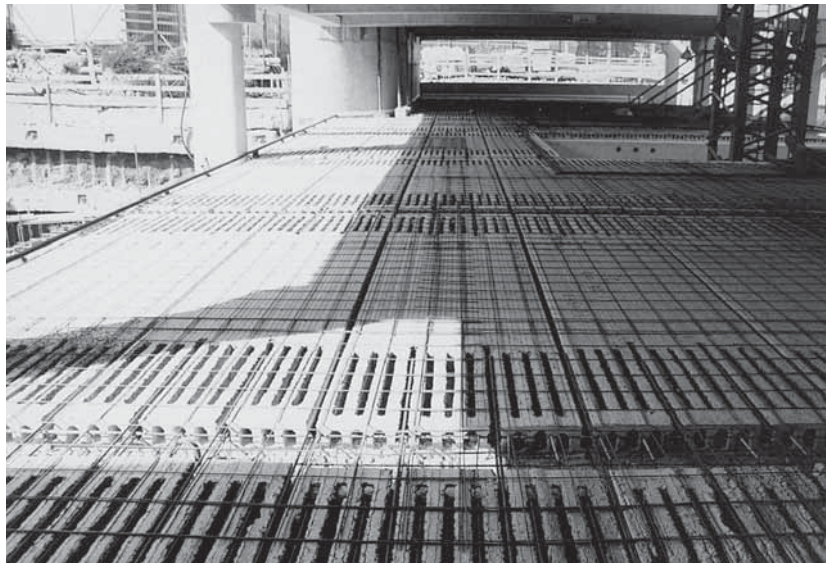


*Fig. 4.16* *Testata predisposta per il getto di un'ala collaborante piuttosto estesa.*

### 4.3.2. Travi prefabbricate a "T" rovescio e ad "L"

Le travi di questo tipo sono generalmente autoportanti in assenza di ala collaborante. Il solaio alveolare deve essere considerato quasi sempre in appoggio semplice per la presenza dell'anima verticale della trave che non agevola il getto in opera del nodo trave-solaio (vedi Fig. 4.17).

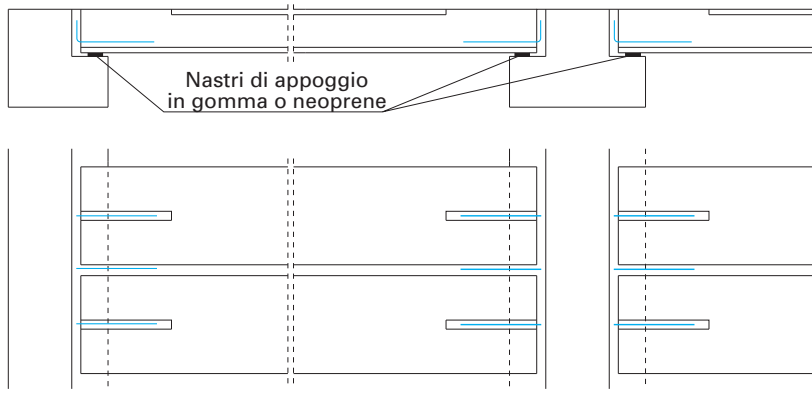



*Fig. 4.17* *Solaio alveolare in appoggio semplice su travi a "T" rovescio e ad "L".*

E' opportuno quindi predisporre l'appoggio del solaio alveolare su apposito nastro di gomma (vedi precedente par. 3.6.) dato che il vincolo rimane semplice appoggio anche per i sovraccarichi permanenti e accidentali applicati successivamente.

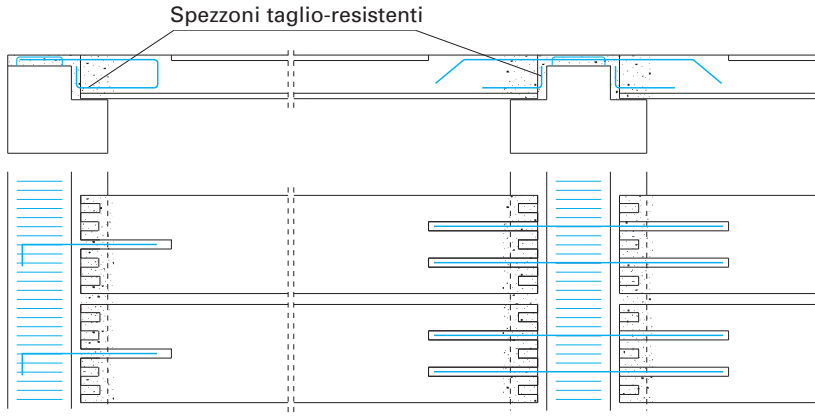



*Fig. 4.18* *Solaio alveolare in continuità su trave a "T" rovescio.*

Risulta realizzabile il vincolo di continuità fra i solai alveolari, solo se si aprono verso l'alto tutti o almeno un adeguato numero di alveoli della testata delle lastre in modo da permettere un getto in opera accurato fra la testata di ciascuna lastra e l'anima della trave.

Tale getto, se ben costipato, può garantire senza possibilità di cedimenti l'indispensabile contrasto orizzontale agli sforzi di compressione generati nel lembo inferiore del solaio dai momenti negativi di continuità (vedi Fig. 4.18).

### 4.3.3. Travi prefabbricate ad "I"

Queste travi sono quasi sempre precompresse e sempre autoportanti anche per il peso proprio del solaio e per i getti di completamento (Fig. 4.19).

Dopo che il solaio alveolare è stato posato in opera, vengono posizionate le armature lente che assicurano il tipo di vincolo prescelto per i carichi permanenti e accidentali applicati successivamente.

Una eventuale ala collaborante con la trave, costituita dal getto in opera del nodo trave-solaio, può essere presa in conto solo in caso di solaio reso continuo o almeno parzialmente continuo (Fig. 4.20).
L'ala collaborante entra in gioco per i soli sovraccarichi permanenti e accidentali.

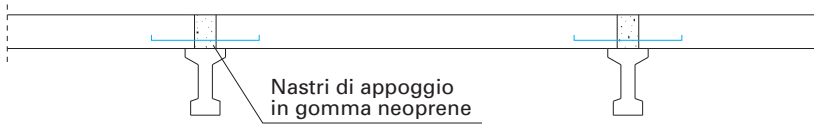



*Fig. 4.19 Travi prefabbricate ad "I" con solaio semplicemente appoggiato.*

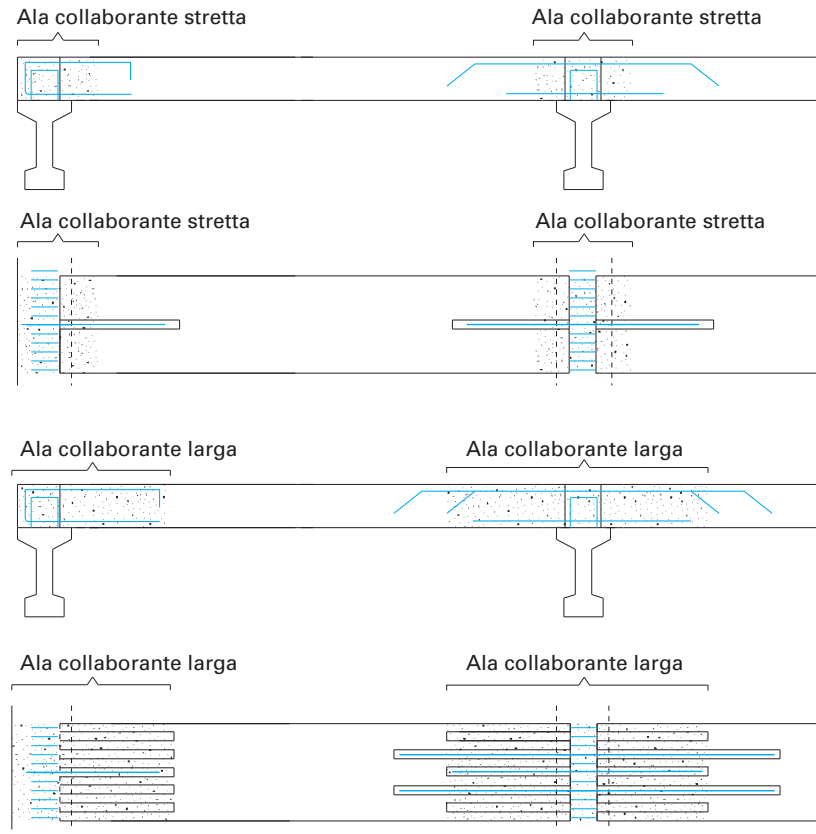



*Fig. 4.20* *Travi prefabbricate a "I" con solaio alveolare in continuità e diverse ali collaboranti:*

- *una ala collaborante stretta si ottiene inserendo i tappi negli alveoli all'interno della testata del solaio;*

- *una ala collaborante larga si ottiene aprendo una fresatura per ciascun alveolo della testata.*

### 4.3.4. Travi semiprefabbricate

Sono costituite da una suola prefabbricata che può essere anche precompressa e sono munite di staffe sporgenti verso l'alto.
Talvolta queste travi sono autoportanti per il solo peso proprio.
In questo caso devono essere puntellate provvisoriamente per reggere il peso del solaio e dei getti di completamento che, penetrando nelle testate del solaio alveolare costituiscono l'eventuale ala collaborante con la trave.
Perché sia garantita la collaborazione strutturale dell'ala superiore con la trave, il solaio deve risultare vincolato alla trave con armatura sia superiore che inferiore ogni 40 cm circa e la staffatura di collegamento deve essere debitamente verificata per sostenere gli sforzi di scorrimento.
Quando la trave semiprefabbricata viene puntellata prima della posa del solaio, tutti i pesi propri, del solaio e dei getti in opera, oltre ai carichi permanenti e accidentali, vengono sopportati dalla trave portante completa di ala collaborante.

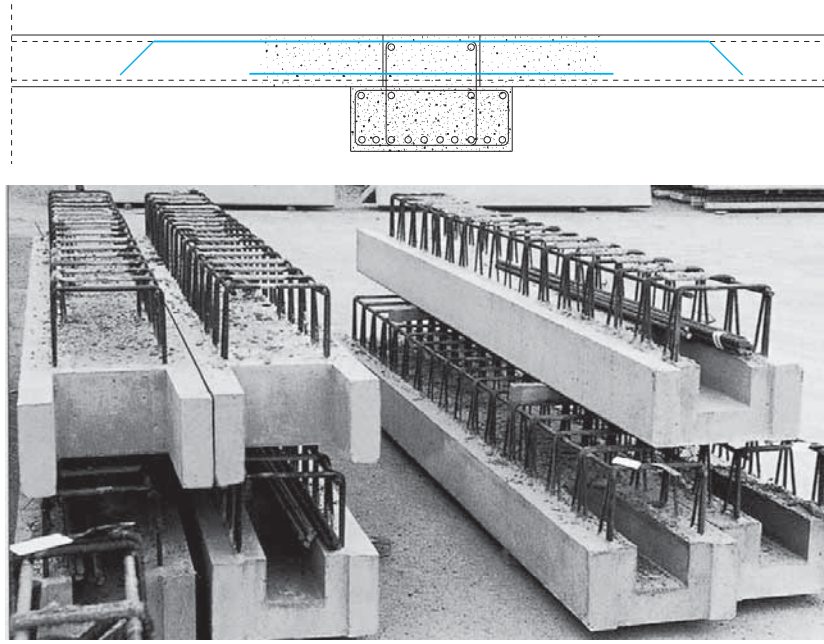


*Fig. 4.21* *Travi semiprefabbricate in c.a. oppure in c.a.p.. Il nodo trave-solaio alveolare deve sempre costituire vincolo di continuità o almeno di parziale continuità.*

### 4.3.5. Travi laminate in acciaio

L'abbinamento del solaio alveolare con le travi in acciaio è molto frequente nel Nord America e nel Nord Europa. E' meno frequente in Italia per il limitato uso delle strutture portanti in acciaio.
Quasi sempre il solaio alveolare viene impostato sull'ala superiore delle travi, sulle quali vengono saldati i connettori a chiodo che permettono di tenere conto della collaborazione strutturale fra travi in acciaio e calcestruzzo gettato in opera.

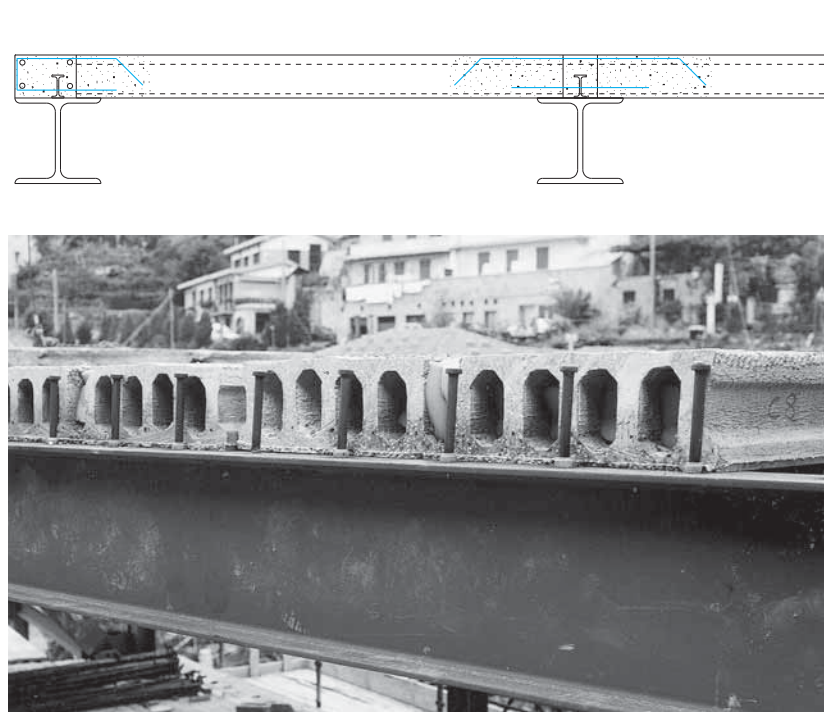


*Fig. 4.22* *Solai alveolari su travi in acciaio.*
*I connettori a chiodo possono essere saldati per induzione sulla testa della trave anche dopo la posa in opera del solaio.*

Se il solaio alveolare è reso continuo o almeno parzialmente continuo sulla trave in acciaio munita di connettori è vantaggioso tenere conto della collaborazione del calcestruzzo delle testate del solaio costituenti ala superiore compressa della trave composita risultante.

Le travi in acciaio sono sempre dimensionate per sostenere in autoportanza il peso proprio del solaio e dei getti di completamento, perciò alla trave composita vengono affidati solo i carichi permanenti e accidentali applicati successivamente.
Molto raramente il solaio alveolare viene impostato sull'ala inferiore della trave in acciaio a causa delle difficoltà che si incontrano nel montaggio in opera.
In quest'ultimo caso risulta quasi impossibile ottenere un vincolo di continuità fra i solai a causa della difficoltà nell'esecuzione di un getto perfettamente costipato fra la testata del solaio e la nervatura verticale della trave.

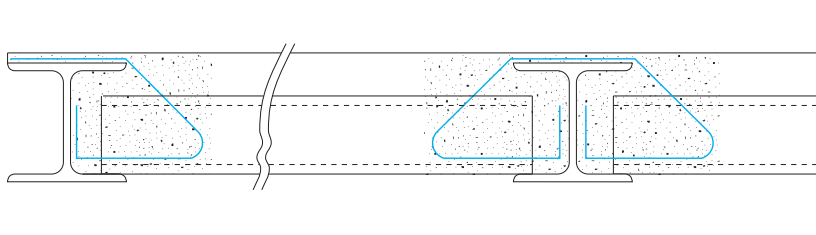


*Fig. 4.23* *Il solaio alveolare impostato sull'ala inferiore della trave in acciaio.*

### 4.3.6. Travi reticolari in acciaio

Sono costituite da una suola in lamiera munita di tralicciatura superiore.
Il solaio alveolare poggia sulla suola in lamiera ed il getto in opera di completamento viene ad interessare l'intero spessore del solaio penetrando anche all'interno degli alveoli fino alla profondità desiderata.
Il solaio viene sempre collegato alla trave con armatura diffusa che assicura il vincolo di continuità o almeno di continuità parziale.
Prima della posa delle lastre alveolari sulle travi reticolari, salvo particolari casi di autoportanza espressamente prevista in progetto, è indispensabile puntellare la trave per sostenere il peso del solaio in fase di montaggio ed anche per evitare possibili svergolamenti o addirittura ribaltamenti della trave sotto i carichi eccentrici costituiti dalle lastre di solaio eventualmente montate in opera non simmetricamente.

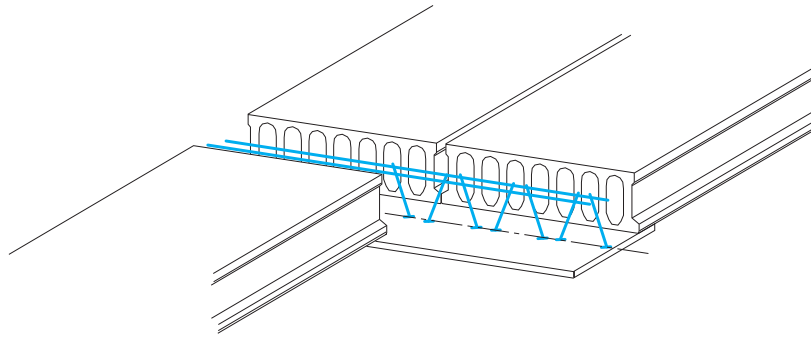


*Fig. 4.24 Il solaio alveolare portato da trave reticolare in acciaio.*

La trave composita risultante dopo i getti in opera è armata a trazione dalla suola in lamiera e la zona resistente a compressione è costituita dall'ala in calcestruzzo allargata nel solaio alveolare quanto occorre per sostenere tutti i pesi propri e i carichi in gioco.

Le armature lente che collegano il solaio alveolare alla trave composita devono essere ben diffuse per costituire staffatura della trave ad ala larga risultante.

## 4.4. Travi gettate in opera

Almeno un terzo dei solai alveolari prodotti in Italia viene abbinato a travi portanti gettate in opera munite di armatura ordinaria.

Il solaio alveolare viene quasi sempre posato in opera prima del getto delle travi e viene appoggiato provvisoriamente sui banchinaggi costituenti cassero per il getto delle travi stesse.
La gabbia d'armatura della trave viene vincolata al solaio alveolare tramite l'armatura di continuità del solaio.

I getti in opera realizzano il corpo vero e proprio della trave portante e si estendono nel solaio alveolare per completare l'ala collaborante e sigillare le unioni longitudinali fra lastra e lastra.
La trave risultante, configurata con ala superiore allargata, sopporta tutti i carichi costituiti dai pesi propri della trave e del solaio, e dai successivi sovraccarichi.

I seguenti tre paragrafi individuano essenzialmente due tipologie di nodo fra solaio alveolare e trave gettata in opera:

- Solaio alveolare con profondità di appoggio sulla trave gettata in opera.
- Solaio alveolare in luce netta senza profondità di appoggio.

Quest'ultimo caso, molto diffuso, richiede una approfondita conoscenza del nodo trave-solaio e della serie di verifiche analizzate al punto 4.4.4.

### 4.4.1. Solaio con appoggio sulla trave

In presenza di forti sovraccarichi sul solaio, o carichi di tipo stradale, si ricorre ad una sezione di trave con base allargata che permette al solaio di trovare adeguato appoggio nel corpo della trave.

La staffatura della trave deve essere progettata come in Fig. 4.25.

Questo tipo di trave può essere anche realizzato in due tempi quando le condizioni particolari di interpiano molto alto rendono notevolmente elevati i costi della puntellazione.
In tal caso (vedi Fig. 4.26) viene preventivamente gettata la parte inferiore della trave avendone verificata l'autoportanza per sostenere il peso proprio del solaio.
Quindi viene posato il solaio alveolare e vengono eseguiti i getti di completamento atti a sopportare, nella configurazione finale della trave, i successivi sovraccarichi accidentali.

I getti si estendono nel solaio alveolare per costituire le ali collaboranti della trave adeguatamente collegate, con armatura diffusa, alla staffatura della trave.

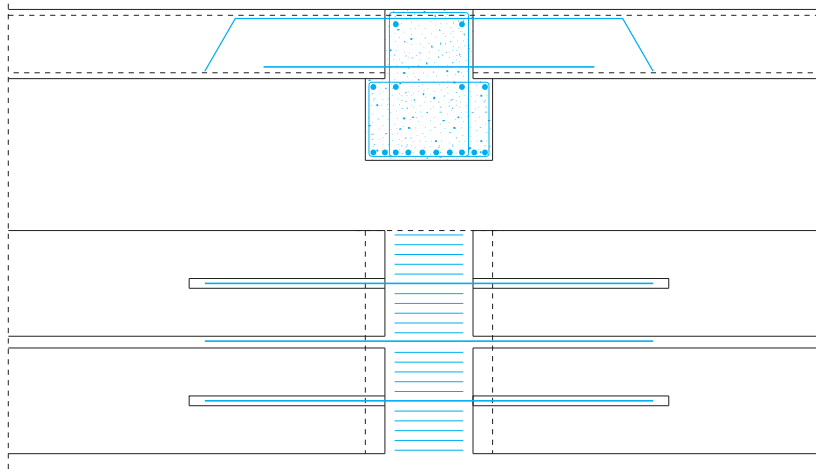


*Fig. 4.25* *Il nodo solaio-trave gettata in opera con profondità d'appoggio del solaio.*

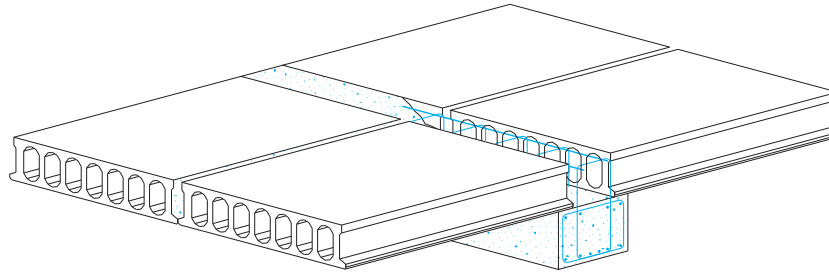


*Fig. 4.26* *Trave preventivamente gettata in opera autoportante per i soli peso proprio del solaio e getti di completamento.*

### 4.4.2. Solaio in luce netta senza appoggio sulla trave

Spesso non risulta staticamente giustificato aumentare la larghezza della base della trave per dare appoggio al solaio alveolare.
Come illustrato nella Fig. 4.27, la trave può sostenere il solaio grazie al getto di calcestruzzo in opera che dalla trave penetra negli alveoli del solaio e grazie all'armatura di continuità e di collegamento.

Pur rimandando al successivo par. 4.4.4. per quanto riguarda il calcolo e la verifica di questa sezione, si osserva che, se i nuclei in calcestruzzo gettati negli alveoli non sono atti a sopportare in assenza di staffatura gli sforzi taglianti provenienti dal solaio, è necessario inserire nel getto in opera una staffatura taglio-resistente (vedi Fig. 4.28).

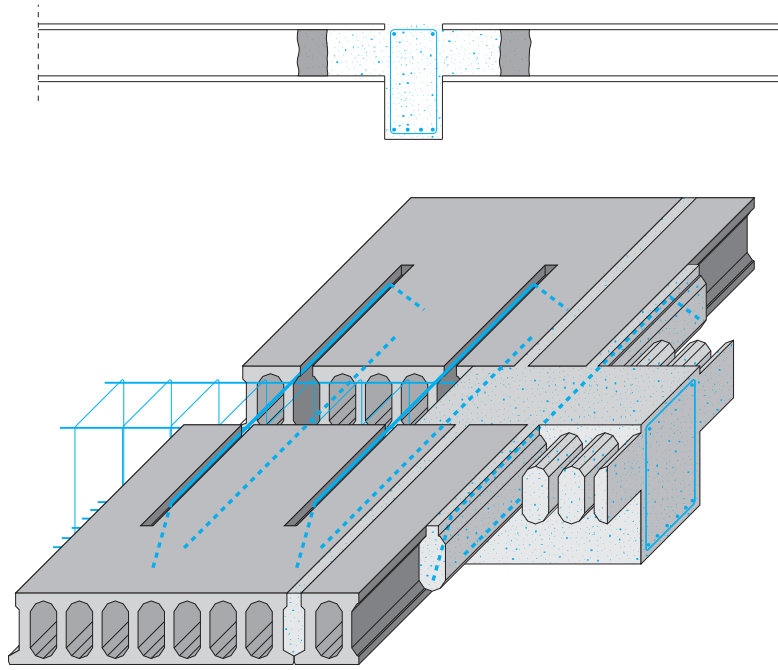


*Fig. 4.27 Il nodo trave-solaio in luce netta.*

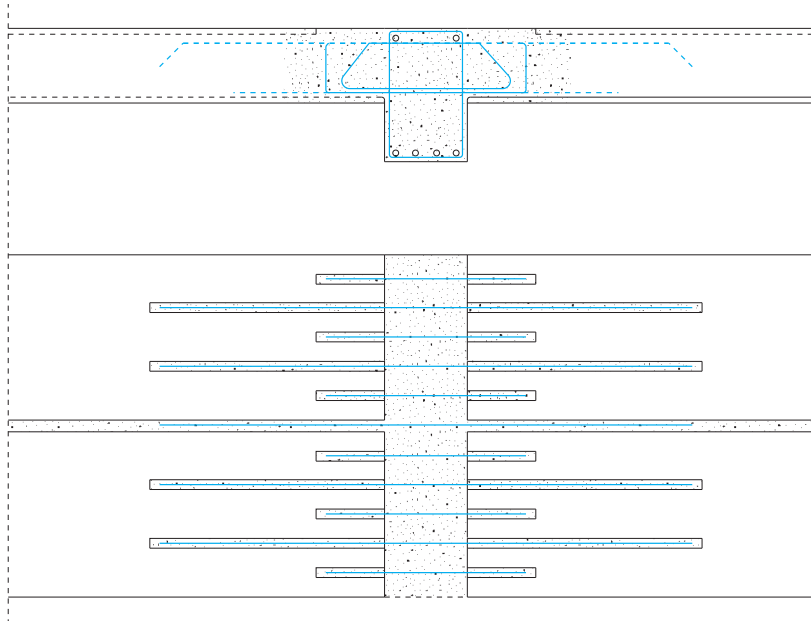


*Fig. 4.28* *Esempio di staffatura del getto in opera negli alveoli e nell'unione longitudinale.*

In questi casi il solaio deve sempre essere progettato con il vincolo di continuità e deve essere quindi prevista una doppia armatura adeguatamente distribuita ogni 30 ÷ 40 cm in corrispondenza del lembo superiore e inferiore del solaio, in apposite fresature.

In questo particolare nodo trave-solaio ciascuna lastra alveolare risulta appesa alla trave tramite la porzione superiore delle singole nervature verticali poste fra alveolo e alveolo.

Poiché tali nervature non sono staffate, la tensione di trazione verticale che viene generata in ciascuna nervatura dall'appendimento tende ad incrementare la tensione di spalling vista al par. 3.5.1. e, in particolare, al par. 3.5.2.

E' indispensabile pertanto che il calcolo di verifica impostato come al successivo par. 4.4.4. fornisca valori della tensione $\sigma_{sp}$ risultante che soddisfino le disposizioni sia della Norma Europea provv. EN 1168, sia dell'EC2, sia del D.M. Italiano del 09.01.96.

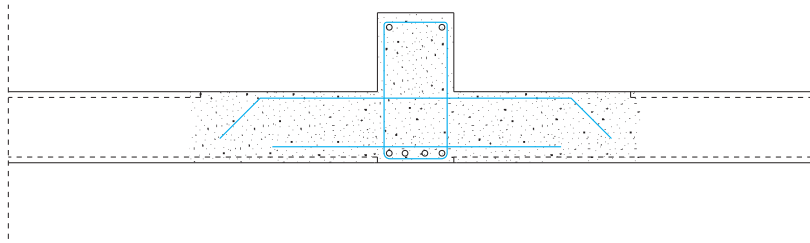


*Fig. 4.29 Solaio in luce netta su trave rialzata.*

Una variante al nodo trattato in questo paragrafo è costituita dalla meno frequente situazione illustrata in Fig. 4.29.
Ovviamente il funzionamento statico del nodo trave-solaio resta identico a quello illustrato in Fig. 4.27.

### 4.4.3. Trave a piattabanda avente spessore pari al solaio alveolare

Questo caso si riscontra nella pratica costruttiva molto frequentemente, specialmente in presenza di sovraccarichi non eccessivamente gravosi (edilizia residenziale o per il terziario e anche nelle autorimesse pluripiano).

Anche per questo tipo di trave la larghezza del calcestruzzo compresso da conteggiarsi nel calcolo comprende le testate delle lastre alveolari fino alla profondità delimitata dai tappi preinseriti negli alveoli.

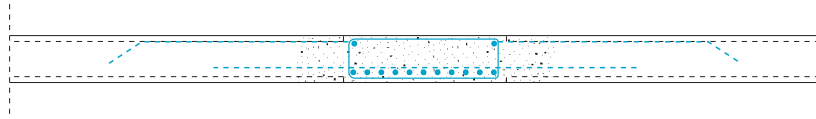
Tutti gli alveoli devono essere interessati dal getto in opera per una profondità pari almeno allo spessore del solaio.

Una considerazione del tutto particolare va fatta sui solai alveolari portati da travi a piattabanda come anche da travi tralicciate in acciaio come pure dalle travi di Fig. 4.29.
In tutti questi casi ad ogni inflessione della trave corrisponde una identica inflessione trasversale delle testate delle lastre alveolari ad essa vincolate. Se l'inflessione si accentua al punto da innescare fessurazioni nel calcestruzzo

della trave (fessurazioni ammesse in presenza di armatura ordinaria) anche nelle lastre alveolari, come in qualunque altro tipo di solaio, si innescano fessurazioni che partono dalla testata e si protraggono per una breve lunghezza.

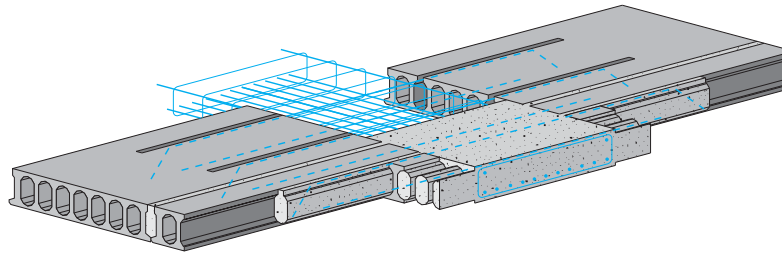
Si noti che queste fessurazioni longitudinali, quando si manifestano, si aprono sempre al disotto degli alveoli e non interessano mai la zona al disotto delle nervature nella quale sono ancorati i trefoli di precompressione.

In ogni caso queste fessure antiestetiche devono essere evitate ed è quindi auspicabile che le travi in getto siano progettate sufficientemente rigide per escludere l'inconveniente.



a)

*La doppia armatura di collegamento viene posta ogni 30 ÷ 40 cm con adeguata lunghezza di aderenza, pari almeno alla lunghezza di trasferimento della precompressione.*



b)

*Tutti gli alveoli devono essere interessati dal getto in opera per una profondità pari almeno allo spessore del solaio.*

*Fig. 4.30* *a) Il nodo solaio alveolare in continuità con trave a piatta-banda.*
*b) Conformazione del getto in opera della trave a piattabanda.*

### 4.4.4. Verifiche del nodo fra trave gettata in opera e solaio alveolare in luce netta

Poiché non sono previste staffature nelle nervature del solaio prefabbricato, il collegamento in continuità fra lastre alveolari e travi gettate in opera senza appoggio per il solaio deve ottemperare alle seguenti prescrizioni formulate in accordo con la Norma provvisoria Europea EN 1168 art. 4.3.1.6, con l'EC2 e con il DAN Italiano D.M. del 09.01.96. Le prescrizioni così formulate sono confortate sia dai risultati sperimentali ottenuti da apposite ricerche condotte presso il Politecnico di Torino (Prof. F. Levi, Ing. R. Perazzone, Prof. P.G. Debernardi dal 1982 al 1985), sia dai collaudi statici delle applicazioni strutturali realizzate negli ultimi due decenni in Italia.

**Prescrizioni**

**a)** Le lastre alveolari devono avere spessore non inferiore a 15 cm.

**b)** Tutti gli alveoli devono essere tamponati in modo tale che essi vengano riempiti sicuramente con calcestruzzo costipato fino ad una distanza dall'estremità della lastra pari quanto meno all'altezza della lastra stessa.

**c)** I solai vengano resi effettivamente continui per i momenti indotti dai carichi accidentali e permanenti applicati dopo ultimazione della struttura.

**d)** I collegamenti di continuità al lembo superiore e quelli inferiori siano posti ad un interasse mediamente non superiore a 30 ÷ 40 cm e rispettino le condizioni di aderenza tra getti in opera e calcestruzzo della lastra alveolare viste al precedente paragrafo 3.2.

**e)** Le tensioni per taglio a filo trave nelle sezioni di attacco dei nuclei in calcestruzzo gettato in opera per riempimento degli alveoli, siano inferiori a quelle ammesse per il calcestruzzo senza armatura a taglio (secondo il metodo delle Tensioni Ammissibili) oppure che il valore di

calcolo di $V_{Sd}$ allo stato limite ultimo sia inferiore al valore $V_{Rd}$ della sezione (secondo il metodo degli Stati Limite). Altrimenti occorre eseguire la verifica dell'armatura taglio-resistente inserita nelle fresature alle testate della lastra alveolare (vedi Fig. 4.28).

**f)** Le tensioni per taglio di cui sopra vengono parzialmente ridotte dall'aderenza fra la trave gettata in opera e la sezione di testata del manufatto, purché scabra (cioè non tagliata a disco).

**g)** La massima sollecitazione verticale di trazione $\sigma_{spi}$ (spalling), verificata allo scassero all'estremità delle lastre, dovuta agli sforzi di ancoraggio dell'armatura di precompressione sia inferiore alla resistenza a trazione del calcestruzzo $f_{ctk\,0,05}/\gamma_{sp}$ calcolata al momento dell'applicazione della precompressione con $\gamma_{sp} = 1,2$.

**h)** Lo sforzo principale di trazione nella nervatura più sollecitata, dovuto alla presenza contemporanea sia delle tensioni di "spalling" $\sigma_{sp,d(t)}$ (calcolate al tempo di entrata in esercizio con la formula $\sigma_{sp,d(t)} = \gamma_p \sigma_{spi} P_{m(t)}/P_{m,o}$) che delle tensioni dovute all'appendimento del solaio $\tau_{sd}$ (calcolate per il peso proprio del solaio e di tutti i sovraccarichi moltiplicati per i relativi coefficienti $\gamma_G$ e $\gamma_Q$) deve essere inferiore alla resistenza finale a trazione del calcestruzzo $f_{ctd}$ .

**Commenti sulle prescrizioni**

**a)** Un solaio alveolare con spessore inferiore a 15 cm possiede alveoli troppo piccoli per essere sicuramente riempiti fino alla profondità desiderata dal calcestruzzo gettato in opera.

**b)** I nuclei di riempimento degli alveoli e delle fresature contenenti armatura devono essere realizzati mediante getto di calcestruzzo proveniente dalla trave, ben vibrato e quindi confinato da tappi ben saldi negli alveoli.
La lunghezza dei nuclei di riempimento degli alveoli, pari almeno allo spessore della lastra alveolare, assicura anche una superficie di contatto

fra getto in opera e nervature della lastra prefabbricata sufficiente a reggere per aderenza il peso del solaio con i relativi sovraccarichi.

**c)** La monoliticità del nodo trave-solaio è fondamentale per la funzionalità del collegamento strutturale in luce netta.

**d)** L'armatura di continuità deve essere pertanto sufficientemente diffusa.

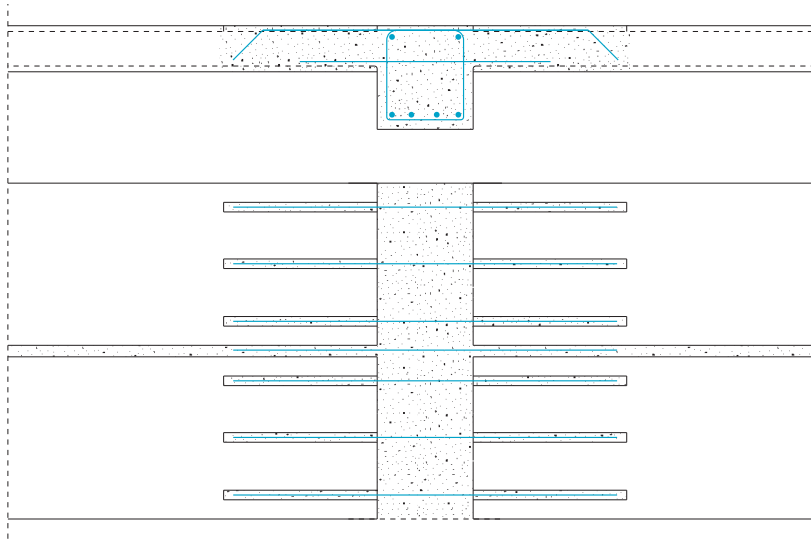


*Fig. 4.31 I collegamenti di continuità devono essere previsti con interasse mediamente non superiore a 30 ÷ 40 cm.*

L'interasse dell'armatura non superiore a 30 ÷ 40 cm impone che circa la metà dagli alveoli contenga armatura ordinaria. Praticamente gli alveoli riempiti con getto privi di armatura risultano alternati alle fresature contenenti armatura che eventualmente può venire conteggiata per il calcolo dell'appendimento del solaio.

**e)** La sezione d'attacco alla trave dei nuclei di calcestruzzo in opera che entrano negli alveoli, devono poter reggere, in assenza di staffatura, lo sforzo tagliante generato dal carico di solaio che le compete (vedi Fig. 4.32). La resistenza a taglio delle sezioni d'attacco deve soddisfare le prescrizioni della Normativa in assenza di armatura a taglio (D.M. del 14.02.92

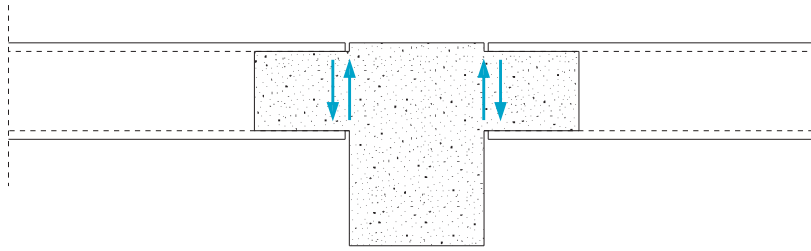


*Fig. 4.32* *Le tensioni tangenziali nella sezione di collegamento alla trave, in assenza di armatura a taglio.*

art. 3.1.4.; ENV 1992-1-1 art. 4.3.2.3.) tenendo eventualmente conto delle armature di continuita. Se tale resistenza a taglio fosse insufficiente occorre inserire apposita staffatura nelle fresature (vedi Fig. 4.28).

**f)** L'ingranamento fra la trave e la testata scabra del solaio alveolare, quando non viene tagliata a disco, collabora con la sezione d'attacco del getto negli alveoli partecipando attivamente al sostentamento del solaio (vedi Fig. 4.33).

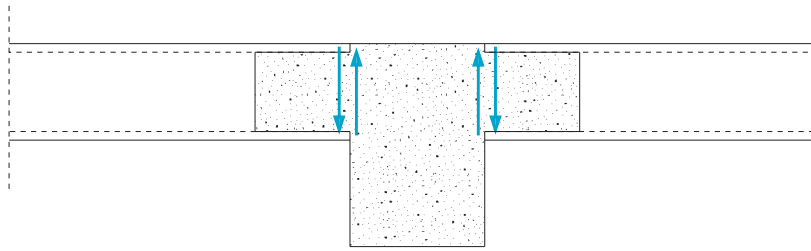


*Fig. 4.33* *Se le testate del solaio alveolare sono scabre le tensioni tangenziali di collegamento alla trave si distribuiscono sull'intera sezione del solaio.*

**g)** È necessario evitare che le lastre alveolari destinate a questo tipo di nodo trave-solaio vengano posate in opera con qualche fenditura alle testate già aperta.
Occorre quindi che la tensione verticale $\sigma_{spi\ max}$ di "spalling" (vedi precedente paragrafo 3.5.2), al momento della applicazione della precompressione, sia rimasta sicuramente entro i limiti prescritti dalla Norma EN 1168 art. 4.3.1.6 tenendo conto di un coefficiente di sicurezza $\gamma_{sp} = 1{,}2$.

**h)** La sicurezza contro l'insorgere di fessurazioni nella testata del solaio alveolare sospeso in fase di esercizio richiede che secondo il metodo degli Stati Limite oppure, a scelta, secondo il metodo delle Tensioni Ammissibili, nella testata di ciascuna nervatura, la tensione massima principale rimanga al disotto della soglia $f_{ctd}$ calcolata sulla resistenza finale del calcestruzzo del manufatto. In esercizio infatti la tensione verticale $\sigma_{sp}$ di "spalling", ridotta rispetto all'istante del disarmo (vedi punto "i" delle Osservazioni conclusive del par. 3.5.2.), si combina con la sovratensione $\tau_{sd}$ dovuta all'appendimento della lastra ai nuclei di calcestruzzo sporgenti dalla trave (vedi figure 4.27 e 4.30).

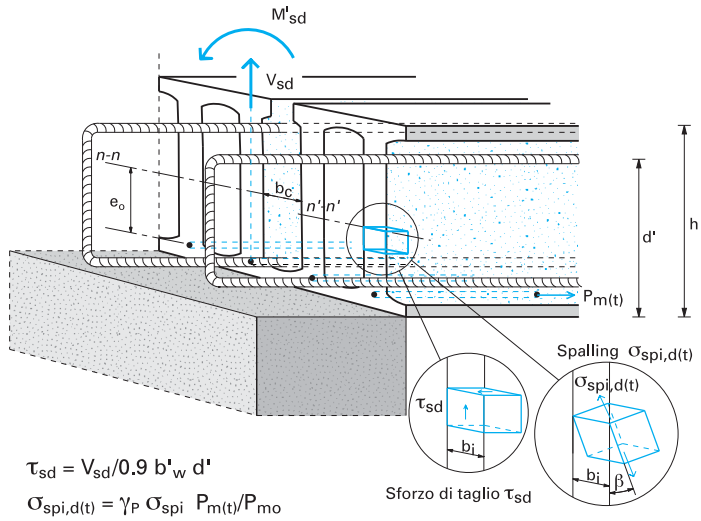



*Fig 4.34* *La tensione principale $\sigma_{I,d}$, ovvero la combinazione dello sforzo di spalling con lo sforzo di sospensione nella testata della nervatura "i" della lastra alveolare in contatto con il getto in opera di supporto quando manca l'appoggio ordinario.*

La verifica indicata in h) consiste nel calcolare lo sforzo principale di trazione $\sigma_{I,d}$ che non dovrà superare la resistenza a trazione del calcestruzzo prefabbricato nella nervatura più sollecitata (vedi Fig. 4.34).

$$\sigma_{I,d} = \frac{\sigma_{spi,d(t)} + \tau_{sd} \cos 2\beta}{2} + \sqrt{(\tau_{sd} \operatorname{sen} 2\beta)^2 + \left(\frac{\sigma_{spi,d(t)} + \tau_{sd} \cos 2\beta}{2}\right)^2} \leq f_{ctd}$$

con

$\tau_{sd}$ = valore di calcolo dello sforzo di taglio $\tau_{sd} = V_{sd} / 0{,}9\, d' b'_w$;

$\sigma_{spi,d(t)}$ = valore di calcolo di $\sigma_{sp}$ al tempo (t) $\sigma_{spi,d(t)} = \gamma_p\, \sigma_{spi}\, P_{m(t)} / P_{m.o}$ nella nervatura più sollecitata;

$f_{ctd}$ = resistenza a trazione di progetto del calcestruzzo prefabbricato;

$V_{sd}$ = forza di taglio nella sezione di interfaccia fra manufatto prefabbricato e getto in opera;

$\beta$ = angolo fra lo sforzo di spalling e la forza di taglio (approssimativamente $\beta \cong 20° \div 25°$ e quindi $\cos 2\beta \cong 0{,}7$);

$b'_w$ = somma totale delle nervature della sezione composta prendendo in conto anche il numero degli alveoli riempiti con calcestruzzo proveniente dalla trave $b'_w = b_w + n\, b_c\, E_{cm} / E_{pm}$;

$d'$ = altezza efficace della sezione composita armata;

$n, b_c$ = numero e larghezza degli alveoli riempiti con calcestruzzo proveniente dalla trave;

$E_{cm} / E_{pm}$ = rapporto fra i moduli elastici cls. gettato/cls. prefabbricato;

$\gamma_p$ = fattore di sicurezza parziale delle forze di precompressione per S.L.U. $\gamma_p = 1{,}2$;

$b_i$ = larghezza della nervatura "i" della lastra alveolare più sollecitata da spalling;

$b_w$ = larghezza totale delle nervature della lastra alveolare;

$\sigma_{spi}$ = tensione di spalling all'atto della precompressione nella nervatura "i" più sollecitata, calcolata secondo il punto 4.3.3.2. della Norma Europea provvisoria EN 1168 (vedi precedente par. 3.5.2.);

$P_{m,o}$ = forza di precompressione iniziale subito dopo il rilascio;

$P_{m(t)}$ = forza di precompressione media al tempo (t) $P_{m(t)} = P_{m,o} - \Delta P_t$;

$\Delta P_t$ = perdite di tensione al tempo (t) $\Delta P_t = (P_{m,o}-P_{m,\infty})\ \alpha_t$;

$P_{m,\infty}$ = forza di precompressione finale al netto di tutte le perdite;

$\alpha_t$ = coefficiente non lineare per ottenere le perdite effettive in funzione del tempo;

t = tempo trascorso dal rilascio al momento dell'applicazione delle azioni

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| t | = | 2 mesi | $\alpha_t$ | = | 0,5 |
| t | = | 3 mesi | $\alpha_t$ | = | 0,6 |
| t | = | 6 mesi | $\alpha_t$ | = | 0,7 |
| t | = | 1 anno | $\alpha_t$ | = | 0,8 |

**Concludendo**

Le prescrizioni elencate indicano chiaramente che le lastre alveolari con un maggior numero di alveoli e di nervature offrono maggiori garanzie di buon appendimento alle travi gettate in opera grazie alla buona diffusione delle armature di continuità ed al maggior valore di $b_w$.

Cioè, quanto è maggiore la sommatoria degli spessori delle nervature di una lastra alveolare, tanto maggiore risulta essere la capacità portante di appendimento, riducendosi notevolmente il valore $\sigma_{I,d}$.

Per mantenere contenute le tensioni di spalling è bene che le lastre alveolari non siano eccessivamente precompresse e quindi anche la loro snellezza non sia esasperata.

Per una sicura applicabilità in appendimento di una lastra larga cm. 120 è bene che la sommatoria degli spessori delle nervature sia $b_w \geq 38 \div 40$ cm e che il rapporto l/h (snellezza) sia mantenuto al disotto di $30 \div 35$ per solai con normali carichi civili mentre dovrà rimanere al disotto di 30 in presenza di sovraccarichi più elevati ($8,0 \div 10,0$ kN/m$^2$).

## Esempi di verifiche del nodo

### Esempio 4.1

Una trave gettata in opera porta, in continuità, due campate di solaio h = mm 300 aventi larghezza b = 1,2 m e luce netta l = m 9,60 per ambedue le campate.

| | | |
|---|---|---|
| Il peso proprio del solaio in opera è | kN/m$^2$ | 4,0 |
| Il sovraccarico utile totale è | kN/m$^2$ | 8,0 |

Le caratteristiche della sezione e dell'armatura nella lastra alveolare sono indicate in Fig. 4.35 (sezione del solaio nei pressi della testata).

Le prescrizioni **a), b), c), d),** risultano applicate. Si considera la condizione **f)** non applicabile essendo le testate delle lastre alveolari segate mediante disco diamantato.

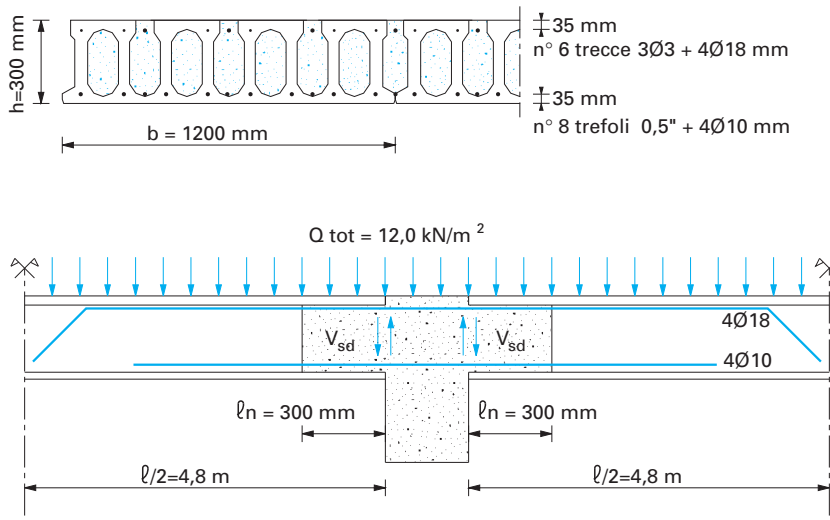



*Fig. 4.35 Verifica di un solaio vibrofinito h = 300 mm. portato in luce netta da trave gettata in opera.*

Si controlla che la Prescrizione **e)** risulti verificata.
In corrispondenza dell'attacco di ciascuna lastra alveolare alla trave, il valore del taglio con lastra larga m 1,20 è allo Stato Limite Ultimo:

$V_{sd} = (\gamma_G G + \gamma_Q Q)\, b\, l/2$
$V_{sd} = (1{,}4 \times 4{,}0 + 1{,}5 \times 8{,}0)\, 1{,}2 \times 4{,}8 = 101{,}38$ kN

Occorre verificare in assenza di staffatura la resistenza a taglio di calcolo della sezione d'attacco alla trave dei nuclei in getto di calcestruzzo.
Occorre che sia:

$V_{Rd} \geq V_{sd}$
con
$V_{Rd} = \tau_{Rd}\, k\, (1{,}2 + 40\rho)\, nb_c d'$ (EC2 ENV 1992-1-1 Art. 4.3.2.3.)

Al calcestruzzo gettato di Classe C25/30 con $f_{ck} = 25$ N/mm$^2$ e con $\gamma_c = 1{,}6$ compete il valore:
$\tau_{Rd} = 0{,}28$ N/mm$^2$ (D.A.N. D.M. 09.01.96 Art. 4.3.2.3. prospetto 4.8)
inoltre è:
$nb_c = 820$ mm larghezza totale dei nuclei gettati in opera
$d' = 245$ mm altezza efficace dei nuclei gettati in opera
$k = 1{,}6 - d'\,[m] = 1{,}355$ coefficiente dimensionale
$A_{fl} = 1018$ mm$^2$ sezione dei 4 $\phi$ 18 superiori
$\rho = A_{fl}/nb_c d' = 0{,}00506$ coefficiente di armatura

per cui è
$V_{Rd} = 0{,}28 \times 1{,}355\, (1{,}2 + 40 \times 0{,}00506) \times 820 \times 245 =$
$= 106892\text{N} = 106\text{ kN} > V_{sd} = 101{,}38$ kN
pur essendo al limite dell'accettabilità la verifica risulta soddisfatta.

La Prescrizione **g)** è stata verificata nel precedente paragrafo 3.5.2. dall'Esempio di calcolo 3.2.

Risulta infatti che, per le nervature armate con 1 trefolo 0,5", il valore della sollecitazione verticale di trazione all'estremità della lastra (spalling) al momento del rilascio della precompressione vale (formula [SP] del precedente par. 3.5.2.):

$\sigma_{spi} = 0{,}815 \text{ N/mm}^2$

Poiché si considera che il calcestruzzo della lastra al momento dell'applicazione della precompressione fosse di classe C 30/37 si ha

$f_{ctk\,0{,}05} = 2{,}03 \text{ N/mm}^2$

La tensione $\sigma_{spi}$ è ammessa all'atto dell'applicazione della precompressione e risulta accettata anche nel caso di un futuro collegamento del solaio in luce netta perché dovendo essere:

$\sigma_{spi} \leq f_{ctk0{,}05} / \gamma_{sp}$

con $\gamma_{sp} = 1{,}2$ (come da precedente punto **g**)

si ha $\sigma_{spi} < 2{,}03/1{,}2 \text{ N/mm}^2 = 1{,}69 \text{ N/mm}^2$

Resta ora da verificare la Prescrizione **h)**.

Il manufatto prefabbricato è costituito da calcestruzzo di classe finale C45/55 per il quale si ha

$f_{ctd} = 1{,}87 \text{ N/mm}^2$

(vedi Tabella 5.1 al successivo par. 5.4.1., valore per Serie Controllata).

Si assume che l'applicazione dei sovraccarichi in opera avvenga 3 mesi dopo la posa in opera della lastra e dopo 4 mesi dal rilascio della precompressione in stabilimento.

Ciò comporta per un tempo t = 4 mesi l'assunzione del valore

$\alpha_t = 0{,}65$

(vedi precedente punto Commenti **h**).

Si considera che al rilascio della precompressione la tensione negli acciai valesse

$P_{m,o} = 1250 \text{ N/mm}^2$

mentre a cadute completamente esaurite sia

$P_{m,\infty} = 1100 \text{ N/mm}^2$

dai dati precedenti si desume che al tempo t = 4 mesi la tensione nell'acciaio valga

$$P_{m(t)} = P_{m,o} - (P_{m,o} - P_{m,\infty})\,\alpha_t = 1152 \text{ N/mm}^2$$

La tensione di spalling al tempo t = 4 mesi vale pertanto

$$\sigma_{spi,d/(t)} = \gamma_p\,\sigma_{spi}\,P_{m(t)} / P_{m,o} = 1{,}2 \times 0{,}815 \times 1152/1250 = 0{,}90 \text{ N/mm}^2$$

Si è visto più sopra che sulla lastra in sezione di testata grava il taglio
$V_{sd}$ = 101,38 kN.

Lo sforzo tangenziale di taglio calcolato $\tau_{sd}$ vale

$$\tau_{sd} = V_{sd} / 0{,}9\,d\,b'_w$$

con

d = 265 mm altezza efficace della lastra alveolare

$$b'_w = b_w + n\,b_c\,E_{cm}/E_{cp} = 380 + 820 \times 30500/35700 = 1080 \text{ mm}$$

da cui

$$\tau_{sd} = 101380/(0{,}9 \times 265 \times 1080) = 0{,}39 \text{ N/mm}^2$$

Essendo inoltre l'angolo $\beta \cong 22{,}5°$ e $2\beta = 45°$ risulta:
$\text{sen } 2\beta = \cos 2\beta = 0.7$

Da ciò consegue che

$$\sigma_{I,d} = (\sigma_{spi,d(t)} + \tau_{sd} \cos 2\beta)/2 + \sqrt{(\tau_{sd} \sin 2\beta)^2 + [(\sigma_{spi,d(t)} + \tau_{sd} \cos 2\beta)/2]^2}$$

$$\sigma_{I,d} = (0{,}90 + 0{,}39 \times 0{,}7)/2 + \sqrt{(0{,}39 \times 0{,}7)^2 + [(0{,}90 + 0{,}39 \times 0{,}7)/2]^2}$$

$$\sigma_{I,d} = 0{,}586 + 0{,}646 = 1{,}232 \text{ N/mm}^2$$

Tale valore risulta molto inferiore a $f_{ctd}$ = 1,87 N/mm² ed è ampiamente verificata la possibilità di impiego in luce netta.

**Esempio 4.2**

Si ripete l'esempio precedente considerando, anziché la lastra vibrofinita, una lastra estrusa di pari spessore e pari armatura (n. 8 trefoli 0,5").

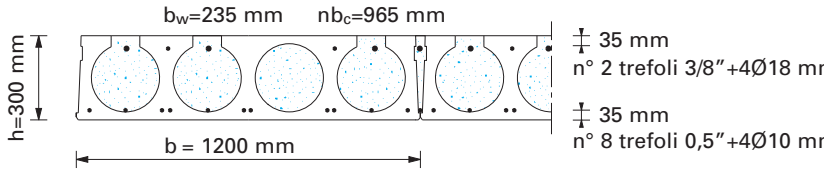



*Fig. 4.36 Verifica di un solaio estruso h = 300 mm nelle identiche condizioni dell'esempio precedente con identica armatura.*

Tale lastra possiede 4 alveoli e 5 nervature pertanto le nervature più sollecitate da spalling sono armate da due trefoli 0,5" e possiedono larghezza massima 49 mm.

Lo sforzo di spalling al momento del rilascio della precompressione (formula **[SP]** del precedente par. 3.5.2.) vale

$\sigma_{spi} = 1{,}32 \text{ N/mm}^2$

Tale tensione, essendo inferiore al valore 1,69 ottempera alla Prescrizione prevista al punto **g)**:

$\sigma_{spi} < f_{ctk\,0{,}05} / \gamma_{sp}$

essendo come per l' Esempio precedente

$f_{ctk\,0{,}05} / \gamma_{sp} = 2{,}03/1{,}2 = 1{,}69 \text{ N/mm}^2$

Perché sia verificata anche la Prescrizione **e)** deve essere:

$V_{Rd} \geq V_{sd}$

avendo come per l'Esempio 4.1:

$V_{sd} = 101{,}38 \text{ kN}$

e

$V_{Rd} = \tau_{Rd}\, k\, (1{,}2 + 40\,\rho)\, nb_c\, d'$

dove

$\tau_{Rd}$ = 0,28 N/mm$^2$
$nb_c$ = 965 mm
d' = 245 mm
k = 1,355
$A_{fl}$ = 1018 mm$^2$
$\rho$ = $A_{fl}/nb_c d'$ = 0,0043

si ha

$V_{Rd}$ = $0,28 \times 1,355\ (1,2 + 40 \times 0,0043)\ 965 \times 245$ =
= 122613 N = 122 kN

e risulta effettivamente

$V_{Rd}$ > $V_{sd}$ = 101,38 kN

Si verifica ora la Prescrizione **h)**: deve essere

$\sigma_{I,d}$ ≤ $f_{ctd}$ con $f_{ctd}$ = 1,87 N/mm$^2$

Assumendo le medesime caratteristiche relative al tempo di applicazione dei carichi dell'esempio precedente si ha:

$P_{m,o}$ = 1250 N/mm$^2$
$P_{m(t)}$ = 1152 N/mm$^2$

e, di conseguenza si ha:

$\sigma_{spid(t)}$ = $\gamma_p\ \sigma_{spi}\ P_{m(t)} / P_{m,o}$
$\sigma_{spid(t)}$ = $1,2 \times 1,32 \times 1152/1250$ = 1,46 N/mm$^2$

Il valore del taglio rimane come per l'esercizio precedente

$V_{sd}$ = 101,38 kN

Per calcolare il valore dello sforzo tangenziale $\tau_{sd}$ si considera che

d = 265 mm
$b'_w$ = $b_w + n\ b_c\ E_{cm}/E_{pm}$ = $235 + 965 \times 30500/35700$ = 1059 mm

da cui

$\tau_{sd}$ = $V_{sd}/ 0,9\ d'\ b'_w$

$\tau_{sd} = 101380 / (0{,}9 \times 265 \times 1059) = 0{,}40 \text{ N/mm}^2$

e quindi

$$\sigma_{I,d} = (\sigma_{spi,d(t)} + \tau_{sd} \cos 2\beta)/2 + \sqrt{(\tau_{sd} \sin 2\beta)^2 + [(\sigma_{spi,d(t)} + \tau_{sd} \cos 2\beta)/2]^2}$$

$$\sigma_{I,d} = (1{,}46 + 0{,}4 \times 0{,}7)/2 + \sqrt{(0{,}4 \times 0{,}7)^2 + [(1{,}46 + 0{,}4 \times 0{,}7)/2]^2}$$

$$= 1{,}78 \text{ N/mm}^2$$

Tale valore è accettabile perché < $f_{ctd}$ = 1,87 N/mm$^2$. Però risulta al limite dell'accettabilità in "Serie Controllata" mentre non è accettabile in "Serie Dichiarata" dove il limite è $f_{ctd}$ = 1,77 N/mm$^2$ (vedi Tabella 5.1).

**Esempio 4.3.**

Una trave gettata in opera porta, vincolata in luce netta, una campata di solaio vibrofinito h = mm 400 avente luce netta l = m 12,0.

Il peso proprio del solaio in opera è 4,8 kN/m$^2$

Il sovraccarico utile totale è 6,0 kN/m$^2$

Si indicano qui in figura le caratteristiche della sezione e dell'armatura della lastra alveolare (sezione del solaio nei pressi della testata).

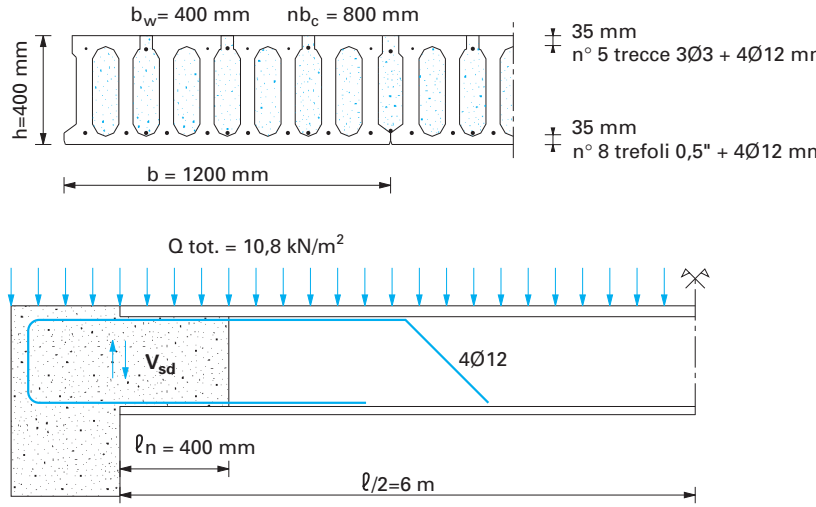



*Fig. 4.37 Lastra alveolare vibrofinita h = cm 40 armata con 8 trefoli 0,5"*

Come per gli esempi precedenti le Prescrizioni **a), b), c), d),** sono soddisfatte e si considera la condizione **f)** non applicabile essendo le testate delle lastre segate a disco diamantato.

Si verifica la Prescrizione **e)**.

Il valore del taglio in una lastra larga m 1,20 è

$$V_{sd} = (\gamma_g G + \gamma_Q Q)\, b\, l/2$$
$$V_{sd} = (1{,}4 \times 4{,}8 + 1{,}5 \times 6{,}0)\, 1{,}2 \times 12{,}00/2 = 113{,}18 \text{ kN}$$

In assenza di staffatura della sezione d'attacco dei nuclei gettati con calcestruzzo di classe C 25/30 deve essere

$$V_{Rd} \geq V_{sd}$$

dove come per gli esercizi precedenti

$$\tau_{Rd} = 0{,}28 \text{ N/mm}^2$$
$$V_{Rd} = \tau_{Rd}\, k(1{,}2 + 40\,\rho)\, n\, b_c\, d'$$

Le caratteristiche geometriche della sezione d'attacco trave-solaio sono:

| | | | |
|---|---|---|---|
| $nb_c$ | = | 800 mm | larghezza totale dei nuclei gettati in opera |
| $d'$ | = | 340 mm | altezza efficace dei nuclei gettati in opera |
| $k$ | = | $1{,}6 - d'[m] = 1{,}26$ | |
| $A_{fl}$ | = | $452 \text{ mm}^2$ $(4\,\phi\,12)$ | |
| $\rho$ | = | $A_{fl}/nb_c\, d' = 0{,}00166$ | |

da cui è

$$V_{Rd} = 0{,}28 \times 1{,}26\,(1{,}2 + 40 \times 0{,}00166)\, 800 \times 340$$
$$= 121530 \text{ N} = 121{,}53 \text{ kN}$$

Risulta ancora $V_{Rd} > V_{sd}$ per cui non necessita staffatura aggiuntiva.
Verifica della Prescrizione **g)**.
Ciascuna nervatura è armata con un trefolo 0,5" posto a 35 mm dal lembo

inferiore. Applicando la formula **[SP]** del precedente paragrafo 3.5.2. si ottiene il valore della sollecitazione di spalling $\sigma_{spi}$ al momento dell'applicazione della precompressione.

Si ha:

$\sigma_{spi} = 1{,}11\ N/mm^2$

e tale tensione risulta accettabile sia all'atto della applicazione della precompressione con calcestruzzo di classe C30/37 ed $f_{ctk0,05} = 2{,}03\ N/mm^2$, come anche nel caso di appendimento del solaio, essendo $\sigma_{spi} < f_{ctk0,05} / \gamma_{sp}$

con $\gamma_{sp} = 1{,}2$

e $f_{ctk0,05} / \gamma_{sp} = 1{,}69\ N/mm^2$

Si verifica ora la Prescrizione **h)**

La classe finale del calcestruzzo del manufatto è C 45/55 per la quale è

$f_{ctd} = 1{,}87\ N/mm^2$

Si assume che il tempo t di applicazione dei sovraccarichi sia sempre 4 mesi dall'applicazione della precompressione al manufatto per cui è

$\alpha_t = 0{,}65$

Le tensioni negli acciai sono le seguenti:

$P_{m,o} = 1250\ N/mm^2$ all'applicazione della precompressione

$P_{m,\infty} = 1070\ N/mm^2$ a cadute esaurite

all'applicazione dei sovraccarichi al tempo t = 4 mesi è

$P_{m(t)} = P_{m,o} - (P_{m,o} - P_{m,\infty})\ \alpha_t$

$P_{m(t)} = 1250 - 180 \times 0{,}65 = 1133\ N/mm^2$

La tensione di spalling al tempo t = 4 mesi vale quindi

$\sigma_{spid(t)} = \gamma_p \ \sigma_{spi} \ P_{m(t)} / P_{m,o}$

$\sigma_{spid(t)} = 1{,}2 \times 1{,}11 \times 1133/1250 = 1{,}21 \ N/mm^2$

Se, come visto prima, sulla sezione di testata della lastra il valore del taglio è

$V_{sd} = 113{,}2 \ kN$

si calcola lo sforzo tangenziale

$\tau_{sd} = V_{sd} / 0{,}9 \ d \ b'_w$

in cui è

$d = 365 \ mm$ altezza efficace della lastra alveolare

$b'_w = b_w + n \ b_c \ E_{cm}/E_{cp}$

$b'_w = 400 + 800 \times 0{,}82 = 1056 \ mm$

da cui si ottiene

$\tau_{sd} = 113.200/(0{,}9 \times 365 \times 1056) = 0{,}33 \ N/mm^2$

Si ricava quindi la tensione principale

$$\sigma_{I,d} = (\sigma_{spi,d(t)} + \tau_{sd} \cos 2\beta) /2 + \sqrt{(\tau_{sd} \sin 2\beta)^2 + [(\sigma_{spi,d(t)} + \tau_{sd} \cos 2\beta) / 2]^2}$$

$$\sigma_{I,d} = (1{,}21 + 0{,}33 \times 0{,}7) /2 + \sqrt{(0{,}33 \times 0{,}7)^2 + [(1{,}21 + 0{,}33 \times 0{,}7) / 2]^2}$$

$\sigma_{I,d} = 0{,}725 + 0{,}760 = 1{,}48 \ N/mm^2$

risulta $\sigma_{I,d} < f_{ctd} = 1{,}87 \ N/mm^2$ e pertanto l'appendimento è realizzabile in tutta sicurezza.

**Esempio 4.4**

Si ripete il caso proposto nel precedente Esempio 4.3 sostituendo una lastra alveolare estrusa di identico spessore alla lastra vibrofinita considerata.

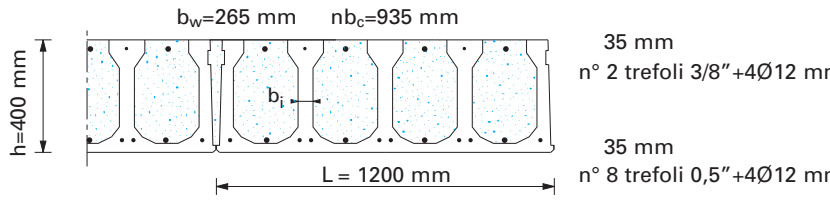



*Fig. 4.38* *Lastra alveolare estrusa h = cm. 40 nelle identiche condizioni dell'esempio precedente e con identica armatura.*

Tale lastra possiede nervature fra le quali le più sollecitate da spalling sono armate da 2 trefoli 0,5".

La formula **[SP]** del precedente par. 3.5.2. fornisce la sollecitazione di spalling iniziale

$\sigma_{spi} = 1{,}69\ N/mm^2$

Tale valore, essendo inferiore a $f_{ctk\ 0{,}05} = 2{,}03\ N/mm^2$ ed essendo uguale a $f_{ctd}/\gamma_{sp} = 1{,}69\ N/mm^2$ soddisfa al limite la condizione prevista al punto **g)** anche se al limite dell'accettabilità e quindi della sicurezza.

Si verifica ora la Prescrizione **e)**

$V_{Rd} \geq V_{sd}$

Come nell'esercizio precedente è

$V_{sd} = 113{,}18\ kN$

$\tau_{Rd} = 0{,}28\ N/mm^2$

$V_{Rd} = \tau_{Rd} k\,(1{,}2 + 40\rho)\, nb_c\, d'$

con

$nb_c$ = 935 mm

d' = 340 mm

k = 1,6 - d' [m] = 1,26

$A_{fl}$ = 452 $mm^2$ (4 $\phi$ 12)

$\rho$ = $A_{fl}$ / $nb_c$ d' = 0,00142

da cui

$V_{Rd}$ = 0,28 $\times$ 1,26 (1,2 + 40 $\times$ 0,00142) 935 $\times$ 340

= 140956 N = 141 kN

Risulta $V_{Rd} > V_{sd}$ , la verifica è soddisfatta.

Si verifica la Prescrizione **h)**

Per la classe finale del calcestruzzo prefabbricato C 45/55 è sempre

$f_{ctd}$ = 1,87 $N/mm^2$

Mantenendo inalterati come nell'Esempio precedente i tempi di applicazione dei sovraccarichi e le tensioni negli acciai di precompressione si ha

$\sigma_{spid(t)}$ = $\gamma_p \sigma_{spi} P_{m(t)} / P_{m,o}$

$\sigma_{spid(t)}$ = 1,2 $\times$ 1,69 $\times$ 1133 / 1250 = 1,84 $N/mm^2$

Il valore del taglio si mantiene inalterato

$V_{sd}$ = 113,2 $N/mm^2$

Lo sforzo tangenziale è

$\tau_{sd}$ = $V_{sd}$ / 0,9 d $b'_w$

con

d = 365 mm

$b'_w$ = $b_w + n\, b_c\, E_{cm} / E_{cp}$

$b'_w$ = 265 + 935 $\times$ 0,82 = 1032 mm

da cui si ottiene

$\tau_{sd} = 113200 / (0{,}9 \times 365 \times 1032) = 0{,}33 \text{ N/mm}^2$

La tensione principale risulta

$\sigma_{I,d} = (1{,}84 + 0{,}33 \times 0{,}7)/2 + \sqrt{(0{,}33 \times 0{,}7)^2 + [(1{,}84 + 0{,}33 \times 0{,}7)/2]^2}$

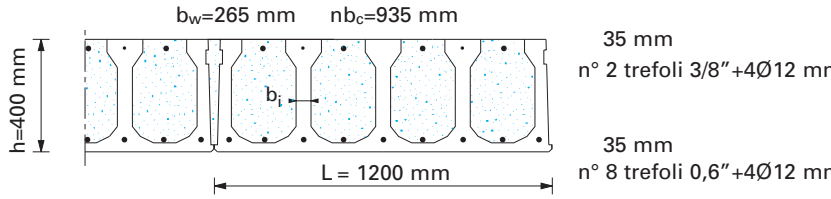
$= 2{,}09 \text{ N/mm}^2$

si trova $\sigma_{I,d} = 2{,}09 \text{ N/mm}^2 > f_{ctd} = 1{,}87 \text{ N/mm}^2$ e pertanto l'appendimento non è realizzabile.

Anche se si portassero gli 8 trefoli di precompressione a 40 mm dall'intradosso, anziché a 35 mm, ottenendo lo spalling più favorevole pari a $\sigma_{spi} = 1{,}54 \text{ N/mm}^2$ il calcolo della tensione principale $\sigma_{I,d} = 1{,}91 \text{ N/mm}^2$ risulterebbe non ancora accettabile.

**Esempio 4.5**

Si riconsidera l'Esempio precedente con l'armatura di precompressione costituita da 5 trefoli 0,6" posti a 35 mm dall'intradosso, anziché 8 trefoli 0,5". Questa nuova armatura è inferiore del 6,5% rispetto a quella dell'esercizio precedente, però risulta ancora sufficiente a reggere il solaio con la luce ed il sovraccarico previsti.




L'esempio di calcolo 3.3 nel precedente par. 3.5.2 fornisce lo spalling iniziale per un trefolo 0,6" nella stessa sezione

$\sigma_{spi} = 0{,}99 \text{ N/mm}^2$

e quindi le condizioni tensionali nelle nervature risultano sensibilmente più favorevoli.

Si verifica la sola Prescrizione **h)**:

$\sigma_{spid(t)} = \gamma_p \sigma_{spi} P_{m(t)} / P_{m,o}$

$\sigma_{spid(t)} = 1{,}2 \times 0{,}99 \times 1133 / 1250 = 1{,}08\ N/mm^2$

$V_{sd} = 113{,}2\ N/mm^2$ come per l'esempio precedente

$\tau_{sd} = 0{,}33\ N/mm^2$ come per l'esempio precedente

La tensione principale risulta

$\sigma_{I,d} = (1{,}08 + 0{,}33 \times 0{,}7)/2 + \sqrt{(0{,}33 \times 0{,}7)^2 + [(1{,}08 + 0{,}33 \times 0{,}7)/2]^2}$

$= 1{,}35\ N/mm^2$

si ha $\sigma_{I,d} = 1{,}35\ N/mm^2 < f_{ctd} = 1{,}87\ N/mm^2$ per cui tale valore risulta pienamente accettabile per realizzare l'appendimento.

## 4.5. Il nodo Solaio alveolare - parete portante in c.a.

Ai setti portanti pluripiano in c.a. gettati in opera il solaio alveolare viene talvolta vincolato mediante incastro perfetto. (vedi Fig. 4.39)

Il setto deve essere sufficientemente largo perché le lastre alveolari devono poter essere appoggiate in opera per almeno 4 cm al netto delle tolleranze prima dell'esecuzione dei getti in opera che assicurano il vincolo strutturale (vedi precedente paragrafo 3.6).

Inoltre, la larghezza del cordolo realizzato fra le teste delle lastre alveolari non deve essere inferiore a 8 cm (D.M. del 03.12.87 Art. 2.11.2.b).

La resistenza portante della sezione verticale del solaio in corrispondenza dell'unione deve risultare non inferiore a quella della parete. E' necessario perciò che venga eseguito un accurato riempimento degli alveoli per tutta la profondità dell'appoggio sul setto portante.

La Fig. 4.39 illustra le problematiche del nodo solaio-setto portante in presenza di appoggio del solaio sul setto e suggerisce l'adozione della soluzione **c)** quando essa risulti possibile.

Quest'ultima soluzione riprende le modalità dell'appendimento del solaio in luce netta a travi gettate in opera come già è stato trattato approfonditamente nei precedenti paragrafi 4.4.2; 4.4.3; 4.4.4.
Molto più frequente è il caso di un solaio alveolare vincolato ad incastro sulla testata di una parete in c.a.
Si tratta spesso di coperture di vasche o di magazzini interrati con possibilità anche di notevoli sovraccarichi gravanti sul solaio oppure si tratta di coperture di piccoli canali o di cunicoli sui quali possono transitare carichi stradali.

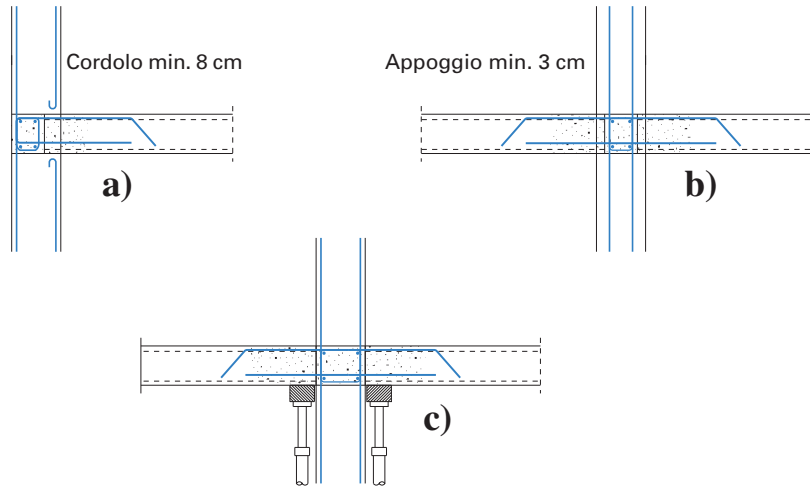



*Fig. 4.39* *Il nodo solaio alveolare - setto in c.a.*

*a) Un adeguato appoggio del solaio sul setto interrompe l'armatura corrente verticale della parete portante.*

*b) L'appoggio minimo consentito può non interrompere l'armatura corrente verticale però risulta troppo esiguo durante la posa in opera. Prudenzialmente risulta necessario un banchinaggio provvisorio per il sostegno del solaio prima del getto del cordolo.*

*c) Quando i sovraccarichi non sono eccessivi risulta conveniente l'appendimento del solaio in luce netta previo appoggio su banchinaggio di sostegno provvisorio.*

Come illustrato in Fig. 4.40, in tutti questi casi deve essere particolarmente curata la realizzazione di un efficiente vincolo di incastro mediante adeguata

armatura metallica molto diffusa che trasferisca le tensioni di trazione dall'estradosso del solaio alveolare al lembo teso della parete portante.

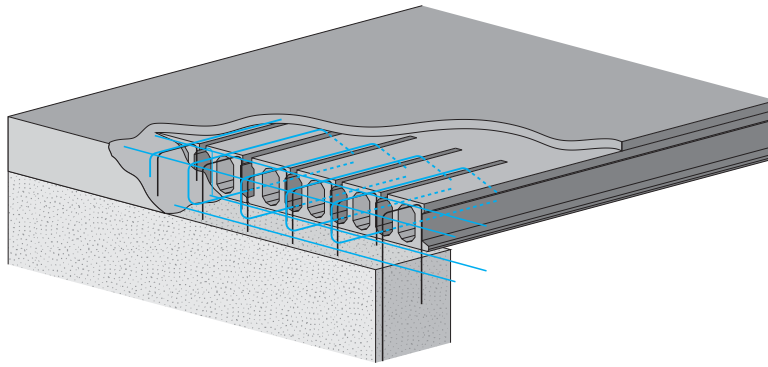


*Fig. 4.40* *Nodo fra solaio alveolare e parete controterra, con vincolo di incastro.*

Alcune pareti portanti gettate in opera o anche prefabbricate sono fornite di dente di imposta per il sostegno di un solaio alveolare come illustrato in Fig. 4.41. In questi casi il vincolo fra solaio e parete è quasi sempre di semplice appoggio.

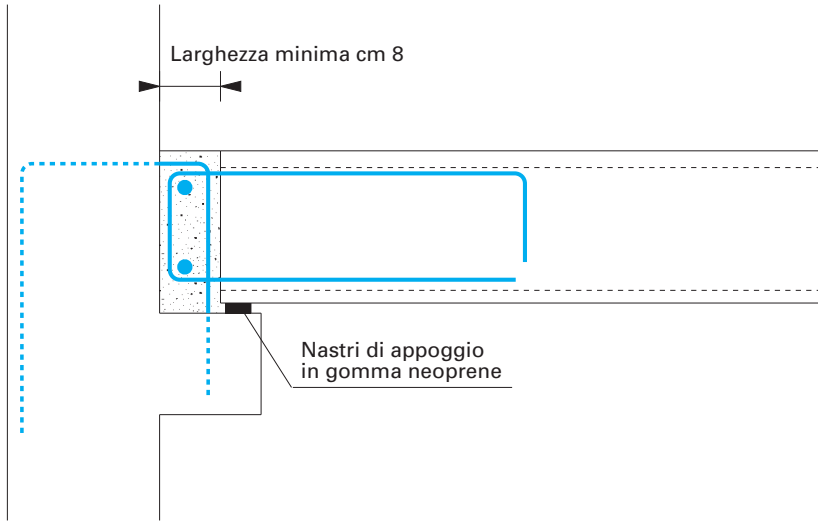



*Fig. 4.41* *Il nodo parete - solaio alveolare con vincolo di semplice appoggio.*

Per assicurare un collegamento metallico fra parete e solaio è necessario che dal dente di appoggio sporga una serie di staffe di piccolo diametro, sufficienti ad armare uno stretto cordolo continuo al quale sia collegato il solaio.

## 4.6. I grandi fori nei solai alveolari

Talvolta il progetto del solaio da realizzare mediante lastre alveolari prevede fori di dimensioni maggiori rispetto agli intagli previsti nel precedente par. 2.3.4.

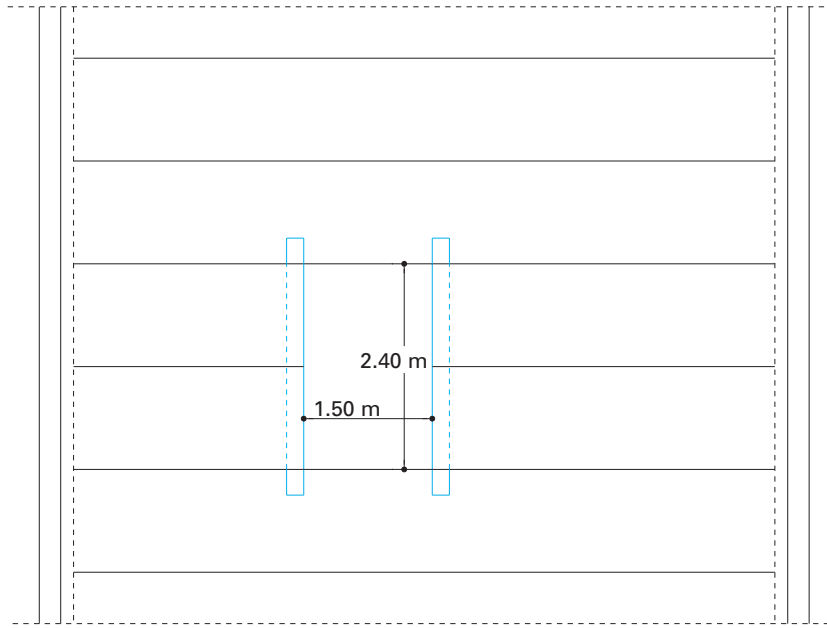



*Fig. 4.42 Esempio di grandi fori nei solai alveolari.*

I grandi fori possono avere infatti dimensioni tali da impegnare la larghezza di una intera lastra o anche di più lastre accostate per permettere l'inserimento di lucernari, di grandi impianti verticali oppure di scale o di passaggi interni fra piani sovrapposti.

In questi casi, esemplificati in Fig. 4.42, risulta indispensabile progettare un appoggio adeguato per le lastre alveolari interrotte dal foro.

Fra le varie tipologie di appoggio possibili si pongono qui in evidenza due sistemi applicati abbastanza frequentemente e rappresentati nelle figure 4.43 e 4.44.

Il primo sistema (vedi Fig. 4.43) consiste in una travetta costruita in acciaio e spesso zincata, verificata per trasferire sulle lastre alveolari adiacenti il peso proprio della lastra o delle lastre più corte ed i sovraccarichi di loro competenza.

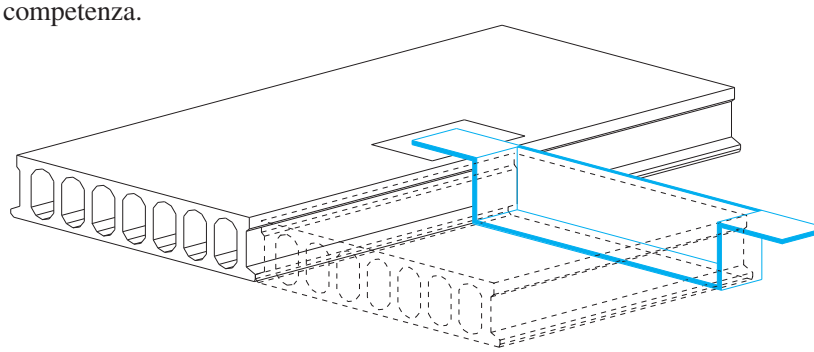


*Fig. 4.43* *Esempio di travetta in acciaio di luce cm 120 ÷ 240 per sostenere le lastre alveolari in presenza di grandi fori.*

Generalmente la lunghezza della travetta in acciaio è compresa fra 120 cm e 240 cm. I due carichi concentrati costituiti dagli appoggi della travetta devono essere evidentemente previsti nei calcoli di verifica delle due lastre alveolari che li sopportano.

E' bene che gli appoggi della travetta siano bloccati alle lastre alveolari di supporto per evitare qualsiasi rotazione o spostamento accidentale della travetta stessa che possa far mancare il sostegno alla lastra alveolare ivi appoggiata.

Il secondo sistema (vedi Fig. 4.44) è meno semplice del precedente ma permette di sostenere anche più lastre accostate in presenza di fori molto larghi. Esso consiste essenzialmente nel creare una travetta in c.a. ad armatura lenta immediatamente affacciata alla testata delle lastre alveolari prospicienti il foro.

Le lastre alveolari più lunghe, alle quali è vincolata la travetta gettata in opera, devono essere atte a sostenere il carico concentrato che loro compete. Come è riscontrabile in Fig. 4.44, per la realizzazione di una buona unione fra la travetta in c.a. e la lastra alveolare sopportata in luce netta occorre tenere conto delle modalità di appendimento trattate nei precedenti paragrafi 4.4.2; 4.4.3; 4.4.4.

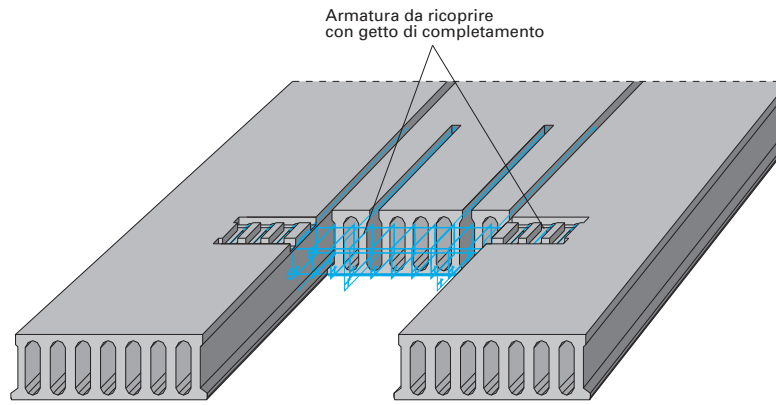



*Fig. 4.44* *Esempio di travetta in c.a. gettata in opera a sostegno di lastre alveolari prospicienti un grande foro.*

# Capitolo 5º
# PRINCIPI DI PROGETTAZIONE

## 5.1. Generalità

La progettazione dei solai alveolari avviene, come per tutte le strutture, attraverso cinque fasi ben distinte ed ugualmente importanti.

a) Considerazioni sui materiali che si intendono impiegare.
b) Analisi dell'insieme strutturale e delle particolarità statiche e flessionali attinenti il solaio.
c) Predimensionamento e progetto che tengano conto di tutti i comportamenti statici, flessionali e deformativi del solaio anche a lungo termine.
d) Rappresentazione grafica delle strutture.
e) Calcolo con le verifiche a flessione, a taglio e tensionali varie.

In questo capitolo vengono esaminati i materiali, i criteri di predimensionamento ed i criteri di progettazione riguardanti i solai alveolari.

Ampio spazio viene dedicato all'analisi degli stati deformativi del solaio poiché si è riscontrato che spesso questo argomento viene sottovalutato da alcuni progettisti e produttori di lastre alveolari.
Per ridurre il peso e il costo dei manufatti essi tendono a progettare e fornire lastre molto snelle e, di conseguenza, fortemente precompresse al lembo inferiore e con trazioni nel calcestruzzo al lembo superiore.
È inevitabile che queste lastre nascano con controfrecce eccessive le quali, nel tempo e secondo i casi, tendono a diminuire oppure ad aumentare causando comunque gravi disagi al proprietario dell'edificio.

Un cenno particolare è stato dedicato alle frecce di collaudo dei solai alveolari per rispondere alle più frequenti perplessità dei collaudatori che riscontrano frecce elastiche sempre inspiegabilmente ridotte rispetto alle aspettative.
Le metodologie di calcolo e di verifica specifiche per i solai alveolari saranno affrontate in un prossimo Volume ASSAP nel quale la teoria e la pratica verranno trattate con particolare approfondimento.

## 5.2. Proprietà dei materiali e fattori di sicurezza parziali

Per lo sviluppo dei calcoli di progetto e verifica agli stati limite è opportuno, ai fini operativi, anticipare una sintesi delle proprietà dei materiali, da intendersi quali resistenze, e dei fattori di sicurezza parziali dei materiali. Questi ultimi, genericamente definiti con $\gamma_m$, divengono $\gamma_c$, $\gamma_s$ rispettivamente per il calcestruzzo e per gli acciai.

La resistenza $R_d$ di una sezione agli effetti sollecitanti delle azioni, sarà quindi basata sulle resistenze caratteristiche, divise per un appropriato $\gamma_m > 1$ per tenere conto di possibili deviazioni fra i risultati ottenuti nelle prove di laboratorio e quelli relativi al materiale reale.

In generale pertanto un valore $f_d = f_k/\gamma_m$ rappresenterà la resistenza di calcolo da introdurre nelle analisi statiche.

### 5.2.1. Proprietà del calcestruzzo

Nell'Eurocodice 2 ENV 1992-1-1 e pr EN 1992-1 tutte le proprietà resistive del calcestruzzo sono correlate alla resistenza caratteristica a compressione cilindrica $f_{ck}$. La suddivisione in classi di resistenza, ad esempio C 20/25 N/mm$^2$, è pertanto fatta in base alle resistenze cilindrica/cubica. In assenza di più accurate determinazioni dirette, l'Eurocodice e il Documento di Applicazione Nazionale Italiano stabiliscono le seguenti correlazioni fra le proprietà resistive del calcestruzzo

| | | | |
|---|---|---|---|
| $f_{ck}$ | = | | resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo |
| $f_{ck\ cube}$ | = | | resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo |
| $f_{ck}$ | = | $0{,}83\ f_{ck\ cube}$ | rapporto fra resistenze caratteristiche a compressione cilindrica e cubica del calcestruzzo |

$f_{ctm} = 0{,}30\, f_{ck}^{2/3}$ valore medio della resistenza a trazione

$f_{ctk0{,}05} = 0{,}7\ f_{ctm}$ valore caratteristico inferiore della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)

$f_{ctk0{,}95} = 1{,}3\ f_{ctm}$ valore caratteristico superiore della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)

$f_{cfm} = 1{,}2\ f_{ctm}$ valore medio della resistenza a trazione per flessione.

$E_{cm} = 9500\,(f_{ck} + 8)^{1/3}$ modulo di elasticità secante (ENV 1992-1-1 par. 3.1.2.5.2.)

La conversione nei valori di calcolo per la valutazione delle resistenze di calcolo, avviene pertanto in base ai seguenti rapporti

$$f_{cd} = 0{,}83\ \frac{f_{ck\ cube}}{\gamma_c}$$ resistenza di calcolo a compressione cilindrica

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk\ 0{,}05}}{\gamma_c}$$ resistenza di calcolo a trazione assiale

$$f_{cfd} = \frac{f_{cfm}}{\gamma_c}$$ resistenza di calcolo a trazione per flessione

$$\tau_{Rd} = 0{,}25\ \frac{f_{ctk\ 0{,}05}}{\gamma_c}$$ resistenza unitaria a taglio, di calcolo

**Tabella 5.1.**

| Valori in N/mm² | $\gamma_c$ = 1,6 calcestruzzo per giunti e solette collaboranti | | | | $\gamma_c$ = 1,5 calcestruzzo per solai alveolari in c.a.p. | | | | | $\gamma_c$ = 1,42 calcestruzzo per solai alveolari in c.a.p. in Serie Controllata | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Classe di Resistenza | C 16/20 | C 20/25 | C 25/30 | C 30/37 | C 30/37 | C 35/45 | C 40/50 | C 45/55 | C 50/60 | C 30/37 | C 35/45 | C 40/50 | C 45/55 | C 50/60 |
| $f_{ck\ cube}$ | 20 | 25 | 31 | 37 | 37 | 43 | 49 | 55 | 61 | 37 | 43 | 49 | 55 | 61 |
| $f_{ck}$ | 16 | 20 | 25 | 30 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 |
| $f_{ctm}$ | 1,90 | 2,21 | 2,56 | 2,90 | 2,90 | 3,21 | 3,51 | 3,80 | 4,07 | 2,90 | 3,21 | 3,51 | 3,80 | 4,07 |
| $f_{ctk\ 0,05}$ | 1,33 | 1,55 | 1,80 | 2,03 | 2,03 | 2,25 | 2,46 | 2,66 | 2,85 | 2,03 | 2,25 | 2,46 | 2,66 | 2,85 |
| $f_{ctk\ 0,95}$ | 2,48 | 2,87 | 3,33 | 3,77 | 3,77 | 4,17 | 4,56 | 4,93 | 5,29 | 3,77 | 4,17 | 4,56 | 4,93 | 5,29 |
| $f_{cfm}$ | 2,29 | 2,65 | 3,08 | 3,48 | 3,48 | 3,85 | 4,21 | 4,55 | 4,89 | 3,48 | 3,85 | 4,21 | 4,55 | 4,89 |
| $f_{cd}$ | 10,00 | 12,50 | 15,63 | 18,75 | 20,00 | 23,33 | 26,67 | 30,00 | 33,33 | 21,13 | 24,65 | 28,17 | 31,69 | 35,21 |
| $f_{ctd}$ | 0,83 | 0,97 | 1,12 | 1,27 | 1,35 | 1,50 | 1,64 | 1,77 | 1,90 | 1,43 | 1,58 | 1,73 | 1,87 | 2,01 |
| $f_{cfd}$ | 1,43 | 1,66 | 1,92 | 2,17 | 2,32 | 2,57 | 2,81 | 3,04 | 3,26 | 2,45 | 2,71 | 2,97 | 3,21 | 3,44 |
| $\tau_{Rd}$ | 0,21 | 0,24 | 0,28 | 0,32 | 0,34 | 0,37 | 0,41 | 0,44 | 0,48 | 0,36 | 0,40 | 0,43 | 0,47 | 0,50 |
| $E_{cm}$ | 27400 | 29000 | 30500 | 32000 | 32000 | 33300 | 34500 | 35700 | 36800 | 32000 | 33300 | 34500 | 35700 | 36800 |

I seguenti valori del fattore di sicurezza $\gamma_c$ allo Stato Limite Ultimo sono tipici del DAN Documento di Applicazione Nazionale Italiano, D.M. 09.01.96:

$\gamma_c$ = 1,6 per calcestruzzo con armatura ordinaria.

$\gamma_c$ = 1,5 per calcestruzzo ordinario prodotto in "Serie Controllata" (D.M. del 03.12.87 Art. 2.2).

$\gamma_c$ = 1,5 per calcestruzzo precompresso.

$\gamma_c$ = 1,42 per calcestruzzo precompresso prodotto in "Serie Controllata" (D.M. del 03.12.87 Art. 2.2).

Per quanto concerne i solai alveolari precompressi e la Norma valida per l'Italia D.M. 09.01.96 può costituire riferimento di base la precedente Tabella 5.1.

### 5.2.2. Proprietà dell'acciaio.

Ai fini progettuali interessano le seguenti proprietà meccaniche:

**Acciai per armature ordinarie**

- resistenza caratteristica a trazione $f_{tk}$
- tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$
- parametri di duttilità

$$\text{alta} \quad \begin{cases} \varepsilon_{uk} > 5\,\% \\ (f_t/f_y)_k > 1{,}08 \end{cases}$$

$$\text{normale} \quad \begin{cases} \varepsilon_{uk} > 2{,}5\% \\ (f_t/f_y)_k > 1{,}05 \end{cases}$$

Il Documento di Applicazione Nazionale italiano prevede la sostituzione integrale del punto 3.2 di ENV 1992-1-1 con il punto 2.2 del D.M. 14.02.92 per cui i valori delle tensioni caratteristiche possono essere quelli deducibili da quest'ultimo. Gli acciai ad aderenza migliorata FeB 38 e 44 K sono comunque considerati ad alta duttilità.

Per il progetto a Stato Limite Ultimo delle sezioni (che nel caso dei solai alveolari sono prevalentemente quelle soggette a momento negativo) può essere assunto secondo ENV 1992-1-1 (4.2.2.3.2.) un diagramma tensioni-deformazioni del tipo seguente di Fig. 5.1 costruito per un acciaio FeB 44 K con $\gamma_s = 1{,}15$.

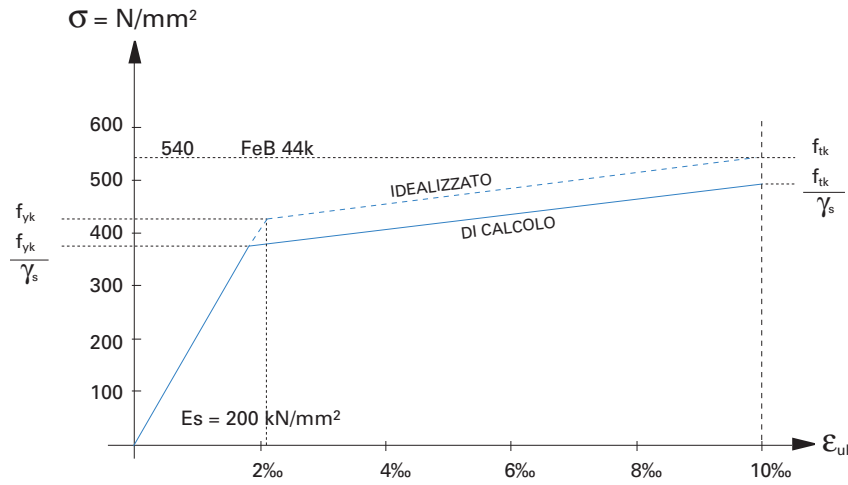



*Fig. 5.1* *Diagramma tensioni-deformazioni di calcolo dell'acciaio per armatura ordinaria*

**Acciai per precompressione**

- $f_{p0,1k}$ valore caratteristico della tensione allo 0,1% di deformazione residua.

- $\varepsilon_{uk}$ valore caratteristico della deformazione uniforme corrispondente alla massima tensione.

- $f_{pk}$ resistenza a trazione caratteristica

Le suddette proprietà che possono essere desunte in valore dall' EN 10138 oppure (ENV 1992-1-1 - 4.2.3.3.3.) devono essere certificate mediante documenti tecnici di approvazione.
Secondo ENV 1992-1-1 (4.2.3.3.3.), per il calcolo a Stato Limite Ultimo potrà essere assunto per le armature di precompressione un diagramma tensioni-deformazioni del tipo rappresentato in Fig. 5.2. con ramo superiore inclinato e con deformazione dell'acciaio limitata al 10‰ oltre la decompressione.

Per quanto concerne il coefficiente di sicurezza parziale dell'acciaio è stato assunto, per la costruzione del diagramma, $\gamma_s = 1{,}15$.

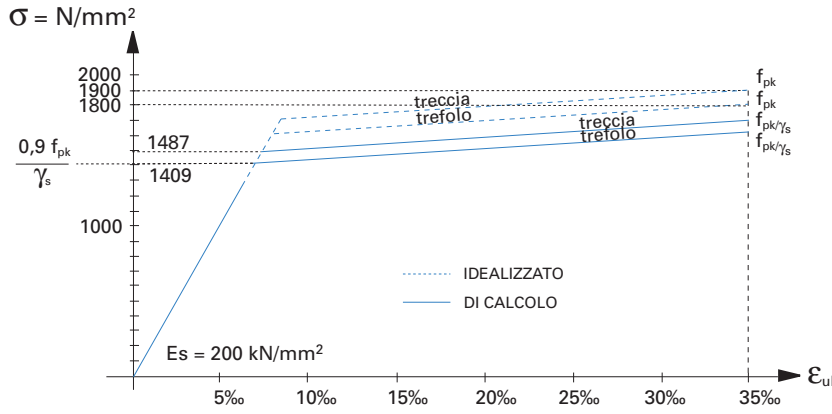



*Fig. 5.2* *Diagramma tensioni-deformazioni di calcolo per un acciaio da precompressione*

## 5.3. Il predimensionamento statico e geometrico

Con il termine predimensionamento si intende la corretta determinazione preventiva dello spessore, delle armature e dei collegamenti strutturali del solaio in funzione delle effettive esigenze progettuali.

Esse consistono nella conservazione della funzionalità strutturale a lungo termine, nel mantenimento dell'aspetto estetico della struttura, nonché nella salvaguardia dell'integrità di elementi connessi alla medesima, quali tramezzature rigide, vetrate, infissi, pavimenti, ecc.
Lo spessore minimo del solaio, comprensivo dell'eventuale soletta collaborante, va determinato in funzione della luce e delle condizioni di vincolo (appoggio o continuità strutturale), ma va anche valutato correttamente dal progettista in funzione della tipologia della struttura, dei carichi e dei sovraccarichi di progetto, della destinazione e dei limiti deformativi, nonché delle condizioni ambientali e/o di uso (resistenza al fuoco) ovvero, in presenza di sovraccarichi eccezionali e della entità delle azioni flettenti e taglianti agenti sulle strutture.

Le armature di precompressione ed il loro copriferro risultano diretta conseguenza di queste scelte progettuali.
Specifiche esigenze progettuali possono richiedere un dimensionamento diverso da quello raccomandato in base ai criteri più sotto riportati.
Le scelte dimensionali definitive dovranno essere comunque e sempre giustificate dalle verifiche di calcolo indispensabili.

### 5.3.1. Curve di impiego

Ogni azienda produttrice di solai alveolari, presenta le tipologie di lastra da essa prodotte con una documentazione tecnica nella quale non manca, di solito, la curva di impiego.
Queste curve forniscono le prestazioni massime offerte da ciascuna tipologia di solaio precompresso dalla massima armatura applicabile nel rispetto dei limiti normativi.

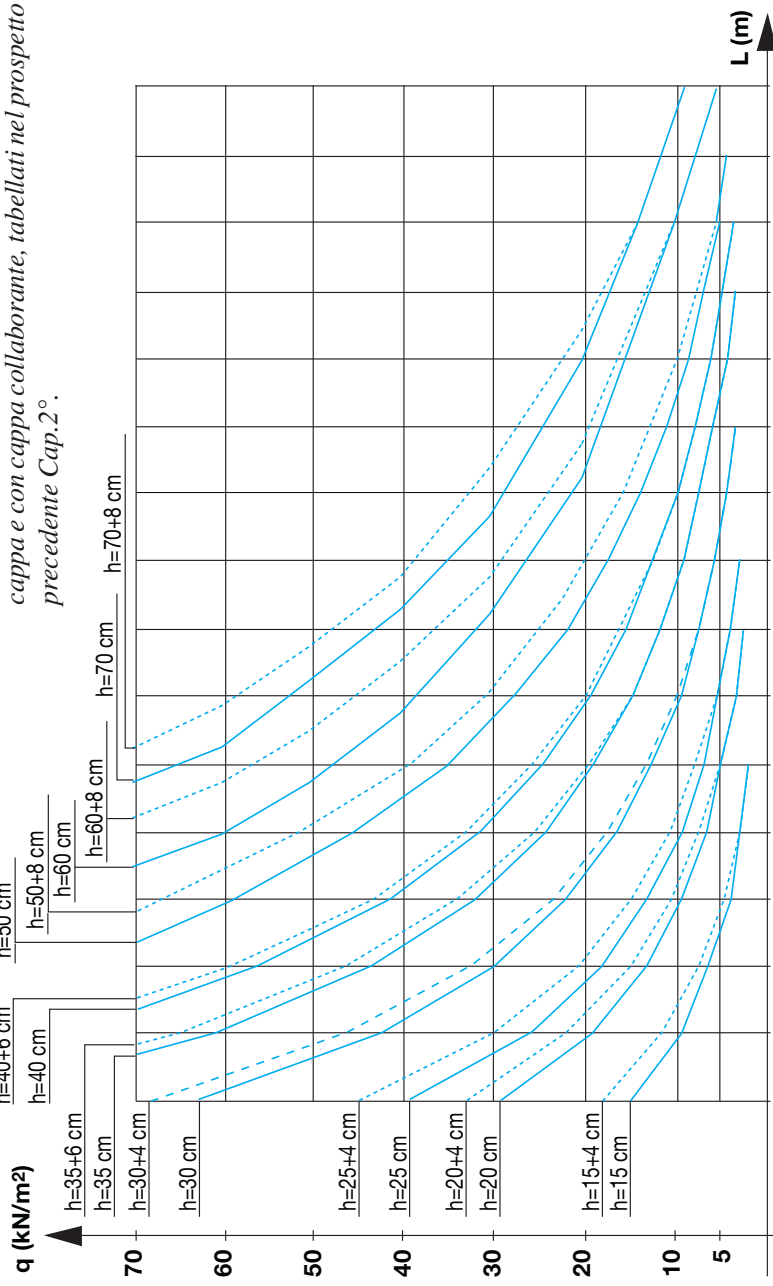



*Fig. 5.3* *Le curve di impiego che si riferiscono ai solai alveolari senza cappa e con cappa collaborante, tabellati nel prospetto 2.4 del precedente Cap.2°.*

Ogni punto della curva di impiego esprime essenzialmente il momento flettente positivo massimo di esercizio che rimane costante in funzione della luce di calcolo e del sovraccarico utile.
Le curve di impiego esemplificate in Fig. 5.3 non tengono conto delle limitazioni imposte dagli sforzi di taglio in gioco né da altri fattori quali i limiti di snellezza imposti dalla normativa italiana oppure dai limiti imposti dall'eventuale collegamento in luce netta con la trave portante.

### 5.3.2. Limiti di snellezza

Si è visto al precedente paragrafo 3.2. che la Norma Italiana D.M. del 09.01.96 Art. 7.3.2 e le Istruzioni CNR 10025/98 par. 2.2.1 fissano i criteri da adottare per la determinazione dello spessore minimo dei solai alveolari.
Ovvero, deve essere:

- per solai alveolari con cappa collaborante avente spessore **s** (par. 2.2.1 delle Istruzioni CNR 10025/98):

  solai in semplice appoggio $\dfrac{\ell_c}{h + s/2} \leq 35$

  solai parzialmente incastrati o in continuità $\dfrac{\ell_c}{h + s/2} \leq 42$

- per solai alveolari senza cappa integrativa, ovvero con **s=0** si ritorna a quanto disposto dall'Art. 7.3.2. del DM 09.01.96:

  solai in semplice appoggio $\ell_c/h \leq 35$

  solai parzialmente incastrati o in continuità $\ell_c/h \leq 42$

Questi limiti di snellezza non trovano riscontro nell'Eurocodice e neppure nella Norma di Prodotto pr EN 1168, ma è consigliabile siano sempre tenuti in considerazione, come buona regola progettuale, per meglio focalizzare lo spessore del solaio prescelto mediante le curve di impiego.
Se detti limiti non dovessero venire rispettati è necessaria la verifica delle situazioni deformative del solaio.

### 5.3.3. Metodo analitico di predimensionamento

Quanto è stato sopra riportato dalla Normativa Italiana, per quanto colga con sufficiente approssimazione uno dei parametri di governo della deformazione elastica, rappresentato dalla condizione di vincolo, in realtà non tiene conto dell'entità dei carichi, i quali pure influiscono quantitativamente sulle frecce elastiche.
Perciò lo stesso articolo 7.3.2 del DM 09.01.96 propone anche di verificare che la freccia elastica istantanea sotto i carichi permanenti e accidentali sia

$$\upsilon_{is} \leq \ell_c/1000$$

Se si desidera garantire al solaio in progetto un funzionamento statico piuttosto soddisfacente può essere consigliabile attenersi a quest'ultima disposizione della Normativa Italiana collegando in un sistema questa espressione della freccia istantanea con l'espressione generale della freccia elastica nelle varie condizioni di vincolo e di carico uniformemente distribuito:

$$\upsilon_{is} = K \frac{(G_k + Q_{ik})\,\ell_c^4}{E\,I}$$

si ottiene quindi un approccio progettuale analitico dal quale si può ricavare il momento inerziale I del solaio riferito alla globalità dei fattori in gioco:

$$\frac{\ell_c}{1000} \geq K \frac{(G_k + Q_{ik})\,\ell_c^4}{E\,I}$$

da cui:

$$I \geq \lambda\,(G_k + Q_{ik})\,\ell_c^3$$

essendo

$I$ [$cm^4$] = momento d'inerzia, per la larghezza di 1 m. di solaio, che garantisce per i carichi considerati il rispetto della condizione $\upsilon_{is} \leq \ell_c/1000$

$K$ = funzione dei vincoli della struttura vale

| | | | |
|---|---|---|---|
| $K$ = | 0,0130 | per appoggio semplice | (5,0/384) |
| $K$ = | 0,0099 | per debole incastro | (3,8/384) |
| $K$ = | 0,0078 | per incastro parziale | (3,0/384) |

C 45/55 = resistenza cilindrica / cubica del calcestruzzo

$E_{cm}$ = 36 kN/mm$^2$ (ENV 1992-1-1 par. 3.1.2.5.2.)

$\lambda$ = coefficiente moltiplicativo = $K\ 10^3/E_{cm}$ vale

| | | | |
|---|---|---|---|
| $\lambda$ = | 0,325 | per appoggio semplice | [quando $M = 1/8\ (G_k + Q_{ik})\ \ell_c^2$] |
| $\lambda$ = | 0,247 | per debole incastro | [quando $M = 1/10\ (G_k + Q_{ik})\ \ell_c^2$] |
| $\lambda$ = | 0,195 | per incastro parziale | [quando $M = 1/12\ (G_k + Q_{ik})\ \ell_c^2$] |

| | | | |
|---|---|---|---|
| $\ell_c$ | = | luce di calcolo | [m] |
| $G_k$ | = | azioni permanenti | [daN/m$^2$] |
| $Q_{ik}$ | = | azioni variabili | [daN/m$^2$] |

Ricavato il momento d'inerzia unitario, valido per larghezza della lastra b = 100 cm, lo si confronta con quello unitario immediatamente superiore pretabulato nei prontuari forniti dalle ditte produttrici tenendo conto della reale larghezza della lastra alla quale è riferito.
Accanto a quest'ultimo valore si leggerà l'altezza del solaio alveolare corrispondente.

**Esempi di calcolo**

Il solaio è dimensionato con i seguenti dati nei due prossimi esempi:

| | | | |
|---|---|---|---|
| luce di calcolo | $\ell_c$ | = | 12 m |
| sovraccarichi permanenti | $G_k$ | = | 250 daN/m$^2$ |
| sovraccarichi variabili | $Q_{ik}$ | = | 400 daN/m$^2$ |

**Esempio 5.1:**
vincoli in semplice appoggio $\lambda = 0{,}325$
$I \geq 0{,}325\ (250 + 400)\ 12^3 = 365.040\ cm^4/m$

Per lastra alveolare con b = 1.20 m si ha
$I' = 365.040 \times 1{,}20 = 438.048\ cm^4$

$I^* = 465.000\ cm^4$ valore superiore pretabulato per b = 1.20 m
(vedi tabella 2.4 Cap.2°) cui corrisponde l'altezza di solaio h = 40 cm.

**Esempio 5.2:**
vincoli di incastro parziale $\lambda = 0{,}195$
$I \geq 0{,}195\ (250 + 400)\ 12^3 = 219.024\ cm^4/m$

Per lastra alveolare con b = 1,20 m si ha
$I' = 219.024 \times 1{,}20 = 262.829\ cm^4$
$I^* = 315.000\ cm^4$ valore superiore pretabulato per b = 1,20 m
(vedi tabella 2.4 Cap.2°) cui corrisponde l'altezza di solaio alveolare con h = 35 cm senza cappa.

### 5.3.4. Regole di progetto per solai in continuità o con incastro

Il predimensionamento statico e geometrico di un solaio alveolare con vincoli di incastro o di continuità alle testate risulta molto facilitato tenendo presente i suggerimenti della seguente tabella 5.2. Essa appare nel Bollettino N. 6 della F.I.B. e ha il pregio di proporre valori appropriati sia per il caso di lastra alveolare che trova appoggio sulla struttura portante sia per il caso di lastra alveolare in luce netta e quindi con appoggio indiretto sulla struttura portante.
I valori raccomandati nella tabella 5.2 valgono per solai con sovraccarichi uniformemente distribuiti dell'ordine di $4{,}0 \div 8{,}0\ kN/m^2$ complessivi fra permanenti e accidentali, quindi per la maggior parte dei solai di uso comune.
Le armature ordinarie da prevedere nei nodi sugli appoggi sono dimensionate in base ai valori di taglio V [kN] e di momento negativo M' [kNm] propri dello Stato Limite di Esercizio.

## Tabella 5.2

| PREDIMENSIONAMENTO DI UN SOLAIO ALVEOLARE CON VINCOLO DI CONTINUITA' O DI INCASTRO | SOLAIO CON APPOGGIO SULLA STRUTTURA PORTANTE | SOLAIO IN LUCE NETTA SENZA APPOGGIO DIRETTO SULLA STRUTTURA PORTANTE |
|---|---|---|
| – **Snellezza del solaio** rapporto luce/spessore $\ell_c/h$ | 35÷40 | 30÷35 |
| – **Spessore totale delle nervature verticali** per lastra larga cm 120 $\Sigma b_w$ | Nessuna limitazione | 380÷420 mm |
| – **Massimo numero di trefoli** 0,5" per ciascuna nervatura n. | 2-3 | 1 |
| – **Numero di alveoli aperti** alle testate, compresa l'unione longitudinale, per inserimento dell' armatura di continuità<br>per $\ell_c \le 6.0$ m n.<br>per $6.0 < \ell_c \le 10.0$ m n.<br>per $10.0 < \ell_c$ n. | <br>2 - 3<br>3<br>3- 4 | <br>3<br>3 - 4<br>4 |
| – **Lunghezza delle armature $\ell_s$ superiori** per momento negativo<br>per $\ell_c \le 6.0$ m<br><br><br>per $\ell_c > 6.0$ m | <br>n. 1 barra nell'unione<br>$\ell_s \approx 1.4$ m<br>altre barre nelle fresature<br>$\ell_s \approx 1.0$ m.<br><br>n. 1 barra nell'unione<br>$\ell_s = 0.20 \div 0.25\ \ell_c$<br>altre barre nelle fresature<br>$\ell_s \approx 1.2 \div 1.5$ m | <br>n. 1 barra nell'unione<br>$\ell_s \approx 1.4$ m<br>altre barre nelle fresature<br>$\ell_s \approx 1.0$ m.<br><br>n. 1 barra nell'unione<br>$\ell_s = 0.20 \div 0.25\ \ell_c$<br>altre barre nelle fresature<br>$\ell_s \approx 1.2 \div 1.5$ m |
| – **Armatura superiore per momento negativo.**<br>Sezione totale $A_s$<br>Diametro massimo $Ø_{max}$ | <br>$A_s = 5000\ M'/h$ [mm²]<br>$Ø_{max} \approx 6+h/25$ [mm] | <br>$A_s = 5000\ M'/h$ [mm²]<br>$Ø_{max} \approx 6+h/25$ [mm] |
| – **Armatura inferiore**<br>Sezione totale $A_s$<br>Diametro massimo $Ø_{max}$ | Normalmente nessuna.<br>(la Norma italiana DM del 09/01/1996 Cap. 7 prescrive sempre una armatura inferiore adeguatamente ancorata in grado di sopportare una tensione pari al taglio) | <br>$A_s = 5\ V$ [mm²]<br>$Ø_{max} \approx 4+h/25$ [mm] |
| – **Numero e lunghezza** degli alveoli di testata senza armatura da riempire in opera per la profondità $\ell_n$ | Normalmente nessuno | Tutti i rimanenti<br>$\ell_n = 300$-$400$ mm |

### 5.3.5. Il progetto della cappa collaborante

La soletta collaborante in calcestruzzo armato non è normalmente necessaria per un solaio a lastre alveolari nell'edilizia residenziale, negli edifici per servizi e in presenza di normali sovraccarichi dell'ordine di 4.0÷8.0 kN/m$^2$.

L'usuale incatenamento perimetrale ed il collegamento a questo di ogni singola lastra conferiscono infatti al solaio un sufficiente comportamento a diaframma anche in assenza della cappa gettata in opera.
Inoltre la struttura scatolare chiusa della sezione delle lastre e la conformazione a cerniera cilindrica dell'unione longitudinale fra lastra e lastra assicurano al solaio anche senza cappa una notevole capacità di ripartizione dei carichi concentrati come viene esposto nel seguente par. 5.4.

Comunque, come evidenziato anche al precedente punto 3.4, la cappa in calcestruzzo migliora la rigidezza complessiva del solaio, la portata dello stesso, e se adeguatamente armata, la capacità di distribuzione trasversale dei carichi concentrati.

Essa incrementa sensibilmente il comportamento a piastra o a diaframma e la capacità di compartimentazione in caso d'incendio. Inoltre risulta incrementata la capacità di contrastare le forze orizzontali trasversali al solaio, trasmesse dalle pareti controterra, in caso di costruzioni sotterranee.

Per queste ragioni una soletta collaborante armata avente gli spessori indicati nella tab. 5.3, può essere raccomandata o necessaria o addirittura obbligatoria nelle situazioni di impiego dettagliate nella medesima tabella.

La classe del calcestruzzo con la quale viene confezionata la soletta collaborante sarà funzione della classe di esposizione agli ambienti aggressivi come indicato nelle precedenti Tabelle 2.2 e 2.3 al Capitolo 2°.

Quando viene prescritta la soletta collaborante occorre evidenziare negli elaborati di progetto lo spessore prescelto che deve essere il minimo misurabile usualmente sulla mezzeria del solaio (dove risulta massima la con-

trofreccia dovuta alla precompressione). Occorre tenere presente che nelle zone di appoggio del solaio lo spessore della soletta sarà maggiore perché sarà pari allo spessore minimo prescritto maggiorato dell'altezza della controfreccia.

Quando viene prescritta una soletta collaborante armata, l'incatenamento perimetrale previsto nel precedente par. 4.1 può essere facilmente posizionato in corrispondenza del perimetro del solaio e nello spessore della soletta, anche in assenza di travi di bordo, come indicato nelle figure 4.3, 4.4 e 4.5 del precedente Cap. 4°.

**Tabella 5.3**

| PARTICOLARI SITUAZIONI DI IMPIEGO CON LASTRE ALVEOLARI DI SPESSORE FINO A 40 CM (1) | SOLETTA COLLA-BORANTE | SPESSORE STANDARD DELLA SOLETTA | ARMATURE STANDARD |
|---|---|---|---|
| **Solaio con sovraccarico variabile** di 8.0 ÷ 12 kN/m² oppure concentrato > 8 kN | **raccomandata** | 5 ÷ 8 cm | rete Ø 5 maglia 15 cm |
| **Solaio con sovraccarico variabile** di 12 ÷ 20 kN/m² oppure concentrato > 12 kN | **necessaria** | 6 ÷ 10 cm | rete Ø 6 maglia 20 cm |
| **Solaio con sovraccarico stradale** di 1° e 2° Cat. | **obbligatoria** | 12 ÷ 20 cm | rete Ø 8 maglia 20 cm sup. + Ø 12 maglia 20 cm inf. |
| **Solaio in zona sismica** | **necessaria** | 4 ÷ 5 cm | rete Ø 5 maglia 15 cm |
| **Solaio con resistenza al fuoco** REI 60 ÷ 120 minuti | **raccomandata** | 4 ÷ 5 cm (2) | rete Ø 5 maglia 15 cm |
| **Solaio con resistenza al fuoco** REI 180 ÷ 240 minuti | **necessaria** | 5 ÷ 8 cm (2) | rete Ø 5 maglia 15 cm |
| **Solaio con funzioni di diaframma** in struttura prefabbricata | **raccomandata** | 5 ÷ 8 cm | rete Ø 5 maglia 15 cm |

Nota (1) Quando le lastre alveolari sono alte 50 ÷ 80 cm gli spessori standard della soletta devono essere incrementati di 3 ÷ 4 cm come minimo.

Nota (2) Secondo la Norma Italiana UNI 9502 è assicurata la tenuta E in caso di incendio quando è prevista una cappa armata almeno con rete elettrosaldata Ø 5 mm, con maglia 20 x 20 cm, avente spessore minimo s= 4 cm fino a 60 minuti e s= 5 cm per 90 minuti e oltre.

## 5.4. La ripartizione trasversale dei carichi

Si è già vista nel Capitolo 3° (par. 3.3) l'importanza dell'unione longitudinale fra lastra e lastra alveolare per il buon funzionamento statico del solaio ed in particolare per il trasferimento laterale degli sforzi verticali.

La caratteristica configurazione a nocciolo di tale unione longitudinale può funzionare come cerniera cilindrica e quindi può favorire la ripartizione trasversale dei carichi concentrati, però solo nel caso in cui sia impedito lo scostamento laterale tra lastra e lastra.

In caso contrario non può avvenire alcuna ridistribuzione del carico ed ogni lastra deve essere dimensionata per il 100% del carico applicato.

Occorre quindi prestare particolare attenzione al progetto degli incatenamenti perimetrali del solaio oppure alla consistenza della struttura esistenti al contorno.

Un motivo in più per irrobustire gli incatenamenti è dovuto al fatto che la pura cerniera cilindrica è teorizzabile solo in presenza di lastre alveolari molto sottili.

In realtà il notevole spessore delle lastre alveolari impiegate usualmente oggigiorno fa sì che ogni inflessione verso il basso o verso l'alto di una unione longitudinale, sottoposta all'azione verticale di un carico concentrato, venga fortemente ostacolata dalle reazioni orizzontali che si generano fra i bordi superiori o inferiori delle due lastre adiacenti.

Contrastandosi a vicenda i bordi longitudinali delle lastre impediscono la libera inflessione dell'unione caricata verticalmente, in special modo quando è impedito lo scostamento laterale.

Tali inflessioni quasi impedite dall'elevato spessore delle lastre spiegano il tipico comportamento a piastra dei solai alveolari in opera che sempre sorprende favorevolmente il collaudatore che esamina gli abbassamenti effettivi del solaio sottoposto ai carichi di collaudo.

Egli trova questi abbassamenti sempre circa dimezzati rispetto a quelli previsti dal calcolo teorico preventivo.

Questo favorevole effetto piastra è tuttora poco conosciuto perché non è facilmente riscontrabile a mezzo di prove sperimentali in laboratorio, mentre ne risulta più agevole lo studio attraverso le modellazioni di calcolo agli elementi finiti.

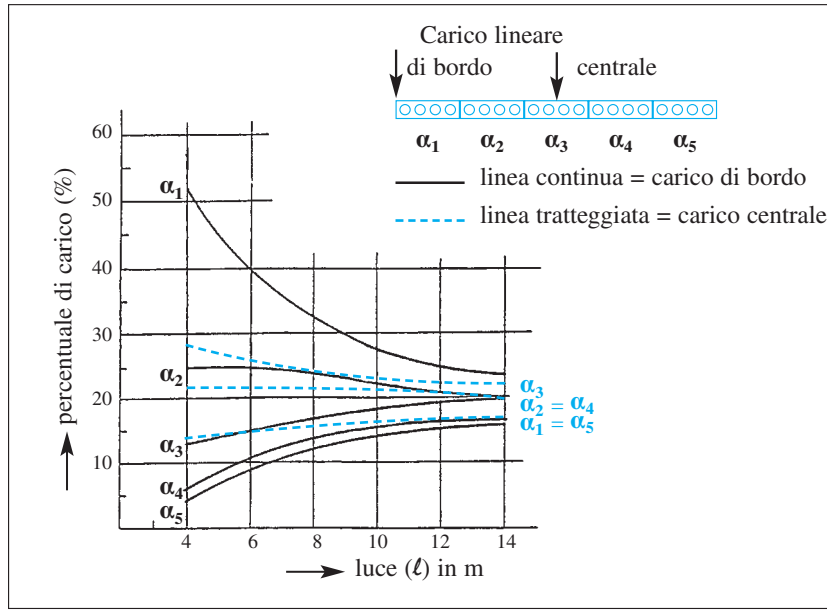



*Fig. 5.4 Distribuzione trasversale per carichi lineari*

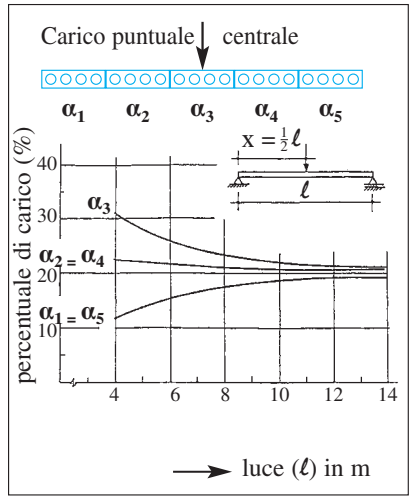



*Fig. 5.5 Distribuzione trasversale dei carchi puntuali "centrali"*

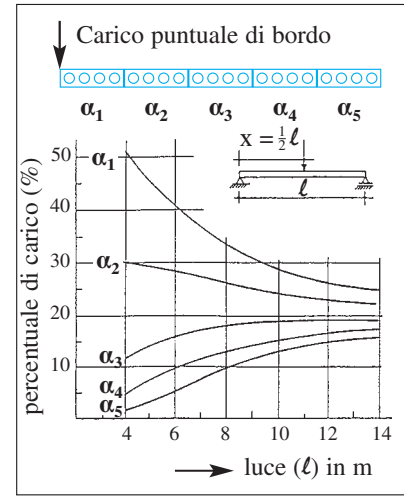



*Fig. 5.6 Distribuzione trasversale dei carichi puntuali "di bordo"*

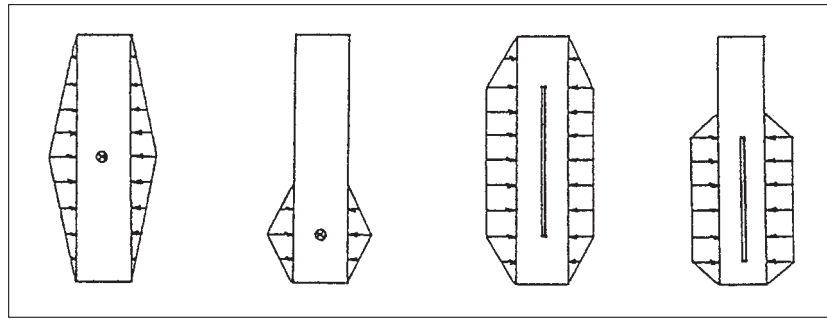


*Fig. 5.7 Distribuzione delle forze di taglio nell'unione longitudinale*

*a) Carico puntuale in mezzeria* — *b) Carico puntuale tra appoggio e mezzeria* — *c) Carico lineare in mezzeria* — *d) Carico lineare non in mezzeria*

La Norma Europea pr EN 1168 come anche le Istruzioni CNR 10025/98 forniscono i grafici qui sopra riportati (vedi figg. 5.4; 5.5; 5.6; 5.7) mediante i quali è possibile valutare le percentuali di carico che vengono ripartite trasversalmente tenendo conto delle seguenti precisazioni.

**a)** Nelle fig. 5.4; 5.5; 5.6 sono riportate le percentuali di carico di competenza per le singole lastre alveolari in presenza di carichi concentrati sul solaio in posizione "centrale" o "di bordo" e sono valide per lastre alveolari con larghezza b = 1200 mm. Un carico si considera "centrale" quando dista dal bordo libero almeno 3 m. Per casi intermedi si deve interpolare tra i valori per carico centrale e di bordo.

**b)** I carichi lineari considerati in figura 5.4 devono possedere lunghezza superiore a $\ell_c/2$. In caso di lunghezza inferiore a $\ell_c/2$ devono essere considerati carichi lineari se il centro del carico è in mezzeria alla luce del solaio, mentre devono essere considerati carichi puntuali concentrati nel centro del carico se tale centro non è in mezzeria.

**c)** Nelle figg. 5.5; 5.6 sono riportate le percentuali di carico di competenza per carichi puntuali "centrali" e di "bordo" gravanti in mezzeria del solaio ($\ell_c/x = 2$). Per i carichi prossimi all'appoggio ($\ell_c/x \geq 20$) la

percentuale relativa alla lastra interessata dal carico è 100%, mentre per quella adiacente è 0%. Per valori $\ell_c/x$ intermedi tra 2 e 20 la percentuale di competenza si può ricavare per interpolazione lineare.

**d)** Allo SLU per solai senza soletta collaborante armata, la percentuale determinata dai grafici e relativa alla lastra interessata dal carico deve essere moltiplicata per il coefficiente $\gamma_M = 1.25$. La somma delle percentuali di competenza delle lastre adiacenti può essere ridotta dello stesso ammontare, in proporzione alle percentuali stesse.

**e)** Le forze di taglio agenti nell'unione longitudinale sono ricavabili dalle percentuali di carico e vanno considerate come distribuite linearmente. Per carichi puntuali e per carichi lineari da considerare come puntuali, in base al precedente punto **b)**, la lunghezza effettiva dell'unione da considerare per la trasmissione delle forze taglianti è pari al doppio della distanza del centro del carico dall'appoggio più vicino (Vedi fig. 5.7).

**f)** In base alla percentuale di carico ricavabile dai grafici, si possono determinare i momenti torsionali per ciascuna lastra. Quando lo scostamento laterale delle lastre è impedito, i momenti torsionali di calcolo possono essere ridotti del 50% per quanto è stato chiarito sull'effetto piastra.

**g)** In ogni caso, carichi lineari (tipo parete divisoria) paralleli all'orditura del solaio e di entità non superiore a 5 kN/m possono essere calcolati come carichi uniformemente distribuiti su una larghezza pari ad un quarto della luce misurata su entrambi i lati del carico, oppure distribuiti sulla fascia disponibile, se il carico dista meno di $^1/_4\ \ell_c$ dal bordo libero.

## 5.5. Il progetto della resistenza al fuoco

### 5.5.1. Generalità e metodi di calcolo

La resistenza al fuoco **REI** XY di un solaio definisce la sua capacità, allo Stato Limite Ultimo e per incendio normalizzato, di mantenere per un tempo XY la portata **"R"** per i pesi propri + carichi permanenti + una data quota parte dei carichi variabili, la tenuta **"E"** alla fuoriuscita di fumi e l'isolamento termico **"I"** in modo che sulla faccia non esposta al fuoco non si propaghi l'incendio né si superi di 140°C la temperatura iniziale.

La resistenza strutturale al fuoco **R**, la tenuta ai fumi **E** e la capacità di isolamento termico **I** di un solaio alveolare possono essere determinate in via sperimentale sottoponendo a prova ufficiale, su particolari forni regolamentati, una coppia di lastre alveolari sottoposte a carichi che comportino momenti flettenti e sforzi di taglio maggiori o uguali a quelli di progetto.

Le dimensioni del forno regolamentare sono sempre e comunque troppo ridotte per poter rappresentare con attendibilità il reale comportamento di un solaio caricato e sottoposto a incendio.

Questi forni sono invece molto utili per la determinazione sperimentale e certificata delle temperature rilevate progressivamente nel tempo in tutti i punti critici di una o più lastre alveolari sottoposte per il tempo necessario al carico di incendio.
Questa rilevazione viene denominata **mappatura termica**.

A fronte del metodo sperimentale anzidetto esistono metodi tabellari per determinare la resistenza al fuoco **R** e l'isolamento termico **I** attraverso valori limite per lo spessore del solaio e per il copriferro degli acciai di precompressione.
Tali valori limite tendono ad assicurare in modo piuttosto semplificato la classe di resistenza di un solaio.

Anche la tenuta ai fumi **E** viene più semplicemente garantita adottando

alcune particolarità costruttive quali il getto di una soletta collaborante armata o la sigillatura delle unioni longitudinali con adeguata accuratezza.

Quando il metodo tabellare viene applicato alla particolare tipologia del solaio alveolare per la determinazione della resistenza al fuoco **R**, esso non trova accettabilità ufficiale sia in Italia che nel resto d'Europa. Per tale determinazione ci si trova pertanto costretti ad adottare vari metodi di calcolo analitici più o meno semplificati.

Questi metodi di calcolo normalmente ripercorrono la verifica della sezione a freddo allo S.L.U. adottando sezioni ridotte o caratteristiche dei materiali ridotte in base alle temperature raggiunte sotto il carico d'incendio.

La **mappatura termica** della particolare lastra alveolare in esame sta alla base di tutti i metodi di calcolo analitici. Quando non si ha a disposizione una dettagliata mappatura termica sperimentale essa deve essere costruita analiticamente con l'ausilio di appositi programmi informatici che elaborano le specifiche formulazioni dettate dalle Norme.

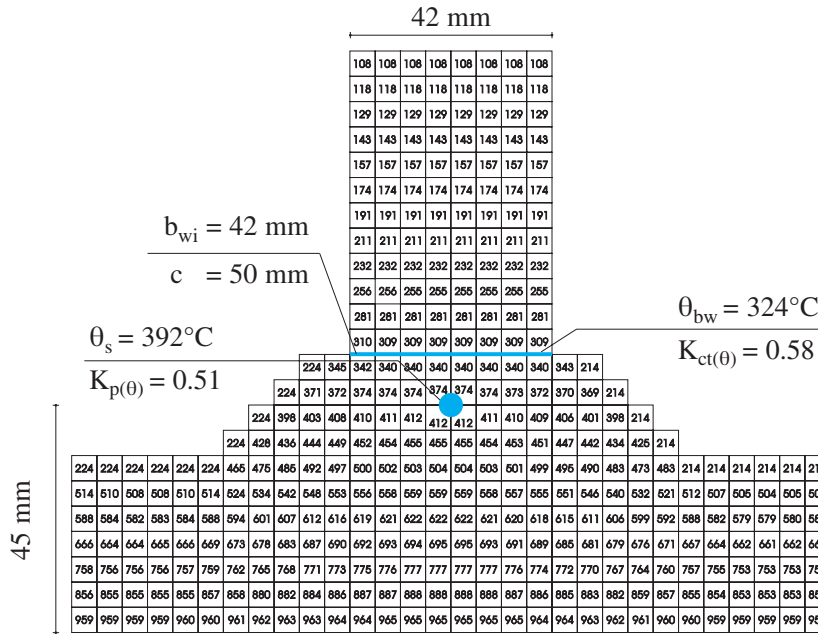



*Fig. 5.8 Esempio di mappatura termica a 120' di una lastra alveolare h=240 mm con trefolo a 45 mm dall'intradosso e con il 2% di umidità*

In Italia, per la determinazione analitica della resistenza al fuoco **R**, viene accettata esclusivamente la Norma UNI 9502 del maggio 2001, la quale è strettamente correlata alla Norma Europea pr EN 1992-1-2.

Per la verifica allo Stato Limite Ultimo per incendio, in accordo con la Norma UNI 9502, i coefficienti parziali di sicurezza sono:

| | | |
|---|---|---|
| per i carichi permanenti | $\gamma_G = 1.0$ | |
| per i carichi variabili | $\psi = 0.5$ | (vento, neve, abitazioni, uffici, sottotetti) |
| | $\psi = 0.7$ | (negozi, sale affollate, parcheggi) |
| | $\psi = 0.8$ | (balconi, scale, camini) |
| | $\psi = 0.9$ | (archivi, biblioteche, depositi) |
| per il calcestruzzo | $\gamma_c = 1.2$ | |
| per l'acciaio | $\gamma_s = 1.0$ | |

Le caratteristiche dei materiali alle alte temperature, sotto il carico d'incendio, sono riportate nelle Norme citate; per quanto riguarda la resistenza a trazione dell'acciaio e la resistenza a trazione e compressione del calcestruzzo, i valori di calcolo decrescono con l'aumentare della temperatura, come evidenziato nelle figure 5.9 e 5.10.

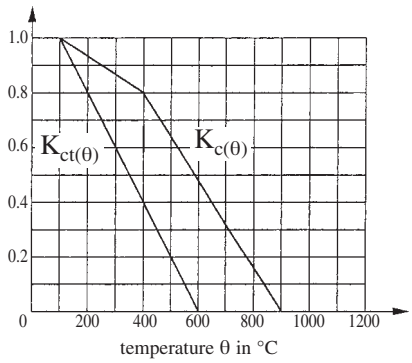



*Fig. 5.9 Variazione della resistenza caratteristica del calcestruzzo al variare della temperatura*

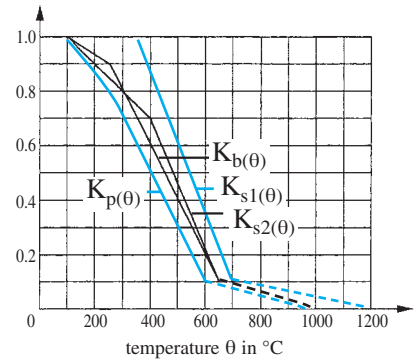



*Fig. 5.10 Variazione della resistenza caratteristica dell'acciaio di precompressione con l'aumento della temperatura*

### 5.5.2. Il metodo tabellare

Il predimensionamento provvisorio di un solaio alveolare per una certa resistenza al fuoco può essere definito approssimativamente utilizzando la seguente tabella 5.4 tratta dalla Norma Europea di Prodotto pr EN 1168, in cui si prescrivono le altezze minime della lastra alveolare ed i copriferri delle armature di precompressione.

Essendo tratta da una Norma non ufficiale è evidente che la seguente tabella 5.4 deve essere utilizzata esclusivamente per un predimensionamento di massima, lasciando alle verifiche analitiche il compito di affinare il progetto della resistenza al fuoco del solaio.

**Tabella 5.4**

| RESISTENZA AL FUOCO DI SOLAI ALVEOLARI | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Resistenza assicurata al fuoco [minuti] | R30 | R60 | R90 | R120 | R180 |
| Spessore minimo del solaio [mm] | 100 | 120 | 140 | 160 | 200 |
| Distanza nominale dell'asse dei trefoli dalla superficie esposta al fuoco [mm] | 25 | 30 | 40 | 50 | 65 |

Malta, gesso, intonaci isolanti ed altri rivestimenti possono essere tenuti in conto, in aggiunta ai ricoprimenti in calcestruzzo, quali efficace protezione delle armature, secondo le indicazioni delle Norme.

### 5.5.3. I metodi analitici

Sulla base delle specifiche mappature termiche della sezione della lastra alveolare, ricavate sperimentalmente o elaborate con appositi programmi introducendo i parametri e le caratteristiche dei materiali in accordo con le Norme di riferimento UNI 9502 e pr. EN 1992-1-2, si può calcolare la Resistenza ultima della sezione per taglio e momento, in base alle effetti-

ve resistenze del calcestruzzo e dell'acciaio, utilizzando il metodo semplificato delle sezioni ridotte, ed introducendo i coefficienti parziali di sicurezza previsti dalle Norme.

Per la determinazione della mappatura termica sotto il carico d'incendio la Norma UNI 9502 ipotizza un contenuto di umidità di 50 kg/m$^3$ di calcestruzzo (2% in peso).
Si riporta in Fig. 5.11 l'andamento delle temperature in funzione della distanza dall'intradosso, per i vari tempi di esposizione.

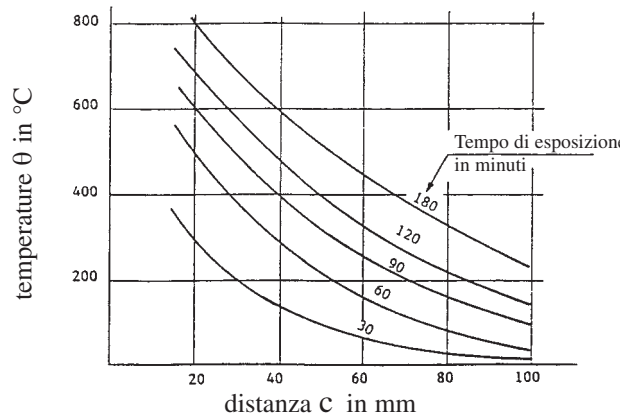



*Fig. 5.11 Valori medi di temperatura nella nervatura di lastre alveolari h = 200 ÷ 400 mm in funzione della distanza* ***c*** *dall'intradosso*

Introducendo le opportune sezioni ridotte di calcestruzzo ed acciaio, in base alle temperature previste per la classe di esposizione di progetto ed alla distanza dalla superficie esposta al fuoco, si può procedere al calcolo della capacità ultima resistente per momento $M_{Rd}$ e per taglio $V_{Rd}$ e confrontarla con la sollecitazione agente $M_{Sd}$ e $V_{Sd}$, come per il calcolo a "freddo".

Per il calcolo della resistenza a taglio, si deve tener conto del valore ridotto ($k_{ct\,(\theta)} \times f_{ctk}$) della resistenza a trazione del calcestruzzo prefabbricato,

alla temperatura $\theta$ della nervatura nella zona d'attacco con la soletta inferiore, in modo che sia minimo il valore $\Sigma b_w \times k_{ct\,(\theta)}$.

Occorre fare attenzione che la distanza **d** fra tirante teso e fibra compressa corrisponde alla distanza fra l'armatura inferiore per taglio e l'estradosso, nel caso di solai in semplice appoggio, o alla distanza fra le armature per momento negativo e l'intradosso, nel caso di solaio con vincolo d'incastro.

In caso di solai con vincolo di continuità o incastro anche parziale sull'appoggio, occorre verificare la sezione a filo appoggio per il momento negativo allo SLU e per il corrispondente valore di taglio allo SLU, tenendo conto del tirante all'estradosso e di una sezione compressa all'intradosso ridotta a causa dell'esposizione al fuoco e, per di più, soggetta alla precompressione.

È bene tener presente che elevati momenti negativi in presenza di forti precompressioni, potrebbero ridurre notevolmente la resistenza al fuoco del solaio alveolare portando precocemente a rottura per compressione il calcestruzzo dell'intradosso esposto al fuoco.

**Esempio di calcolo 5.3**

Verifica di solaio con lastre alveolari h = 240 mm per parcheggio, con soletta collaborante in calcestruzzo armato di spessore **s** = 6 cm e con finitura superficiale di 2 cm per la formazione di pavimento industriale fresco su fresco:

| | |
|---|---|
| Luce di calcolo | 8.40 m (in semplice appoggio) |
| Peso proprio (h = 240 + 60 mm) | 5.00 kN / m$^2$ |
| Sovraccarichi permanenti | 0.50 kN / m$^2$ |
| Sovraccarichi accidentali | 3.50 kN / m$^2$ |
| Resistenza al Fuoco | REI 120' |

Si indicano in figura 5.12 le caratteristiche della sezione e dell'armatura della lastra alveolare:

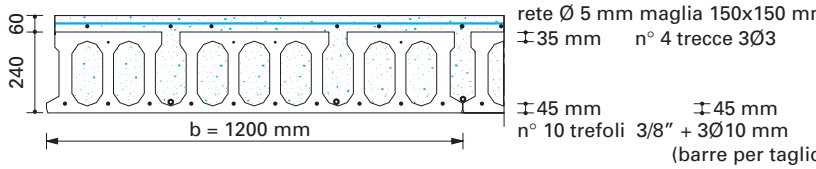



*Fig. 5.12 Sezione di un solaio alveolare h = 240 mm per parcheggio con soletta collaborante di spessore 60 mm*

Per la verifica a fuoco a 120' si fa riferimento alla mappatura di fig. 5.8 ed ai coefficienti di sicurezza per la verifica al fuoco, come da Norma 9502/2001.

| | | | |
|---|---|---|---|
| temperatura trefoli | $\theta_p = 392°C$ | da cui | $K_p = 0.51$ |
| temperatura nervatura | $\theta_{bw} = 324°C$ | da cui | $K_{ct} = 0.58$ |
| $\psi = 0.7$ (parcheggio) | $\gamma_G = 1$ | $\gamma_c = 1.2$ | $\gamma_s = 1.0$ |

Pertanto per la verifica del momento positivo max in mezzeria e del taglio all'appoggio allo SLU per incendio si calcolano i seguenti valori di progetto:

$$M_{sd\ 120'} = (\Sigma G_i\ \gamma_G + Q\ \psi) \times 1.2 \times \ell_c^2 / 8 = 84.14\ \text{kNm}$$
$$V_{sd\ 120'} = (\Sigma G_i\ \gamma_G + Q\ \psi) \times 1.2 \times \ell_c / 2 = 37.55\ \text{kN}$$

$A_p = 10 \times 52\ \text{mm}^2$ (corrisponde a n. 10 trefoli 3/8")

Essendo $K_p = 0.51$ l'area efficace dell'armatura di precompressione inferiore risulta, in caso di incendio:

$10 \times 52 \times K_p = 265.2\ \text{mm}^2$ (corrisponde ad un'armatura ridotta da 10 a 5.1 trefoli da 3/8").

Ripercorrendo il calcolo a rottura a freddo con tale armatura ridotta si calcola il momento resistente:

$M_{rd\ 120'} = 104.34$ kNm

Essendo

$M_{rd\ 120'} = 104.34 > M_{sd\ 120'} = 84.14$ kNm

Il solaio è verificato per momento positivo in caso di incendio a 120 minuti.

Per la verifica a taglio all'appoggio a 120', si deve applicare la formula agli Stati Limite:

$$V_{rd} = \left[0.25 \frac{f_{ctk,\theta}}{\gamma_c} k\,(1.2 + 40\,\rho) + 0.15\ \sigma_{cpm}\right] \Sigma b_w\ d$$

essendo

$f_{ctk,\theta} = f_{ctk0.05} \times k_{ct(\theta)} = 2.66 \times 0.58 = 1.54$ N/mm$^2$

$\gamma_c = 1.2$

$d = 300 - 45 = 255$ mm (distanza fra tirante teso inferiore e fibra compressa al lembo superiore)

$k = 1.6 - d\,[m] = 1.6 - 0.255 = 1.345$

$\Sigma_{bw} = 10 \times 42 = 420$ mm (in questo caso è eccezionalmente possibile trascurare la larghezza delle due fresature e dell'unione all'appoggio)

$\sigma_{cpm} = 0$ (in favore della sicurezza)

$\theta_s = 392°C$ (temperatura delle barre nelle fresature)

$K_{s(\theta)} = 0.89$ (fattore di riduzione della resistenza dell'acciaio ordinario a 392°C)

$A_s = (3 \varnothing\ 10\ \text{mm}) \times K_{s(\theta)} = 236\ \text{mm}^2 \times 0.89 = 210\ \text{mm}^2$

$\rho = A_s / \Sigma_{bw} \times d = 210 / (420 \times 255) = 0.00196$

$V_{rd,120'} = 59.52\ \text{kN} > V_{sd,120'} = 37.55\ \text{kN}$

Il solaio è verificato anche per taglio e quindi è verificato per una resistenza al fuoco R 120 minuti.
Essendo prevista una soletta armata di 6 cm di spessore, la verifica del criterio di tenuta E può ritenersi soddisfatta (Vedi UNI 9502 punto 7.2.2).

In base alla mappatura termica la temperatura dell'estradosso risulta addirittura inferiore ai 50°C e pertanto la verifica del criterio di tenuta **I** può ritenersi soddisfatta (e ciò anche in base al prospetto 5 della UNI 9502 punto 7.2.1).
Pertanto il produttore può dichiarare il solaio in oggetto verificato per una resistenza al fuoco **REI 120'**.

## 5.6. Comportamento a diaframma

Come viene richiesto ad ogni tipo di orizzontamento anche i solai formati da lastre alveolari possono essere chiamati ad assumere un comportamento a diaframma per il trasferimento di forze orizzontali (vento, sisma, ecc.) agli elementi verticali di controventamento presenti nell'organismo strutturale.
Tale tipo di comportamento è garantito quando il solaio possiede una sufficiente rigidità nel proprio piano tale da conservare integra la geometria originale fino allo S.L.U.

Ciò richiede la verifica di precise condizioni applicative:

**a)** La verifica dell'intero solaio viene eseguita tenendo conto di ipotesi realistiche riguardanti la deformabilità dei controventi, degli elementi prefabbricati, dei collegamenti.

**b)** Ciascuna lastra è collegata con le strutture al contorno e l'intero solaio è provvisto di un sistema di incatenamenti tale da garantire la trasmissione delle forze orizzontali con funzionamento ad arco oppure a trave-parete.

**c)** Il complesso degli incatenamenti è in grado di sopportare tutte le forze di trazione generate dalle azioni nel piano (flessione, taglio, trazione). Per quanto riguarda l'entità di tali incatenamenti si fa riferimento alle prescrizioni riportate nella didascalia della Fig. 4.1 al par. 4.1.

### 5.6.1. Modello per il calcolo a diaframma

Il modello fondamentale per il calcolo a diaframma è quello a trave-parete schematizzato in Fig. 5.13 assimilabile ad un struttura ad arco e tirante per la quale si ammette che le traiettorie di compressione tendano a dislocarsi verso gli appoggi inferiori, mentre quelle di trazione si concentrano nella parte inferiore.
La diffusione delle compressioni trasversali lungo le unioni longitudinali migliora la capacità di queste a resistere agli sforzi di taglio longitudinali.

Per una valutazione semplificata dell'entità degli sforzi in gioco, si può porre, (con riferimento alla Fig. 5.13).

$$M_{max} = q_w \ell^2/8$$
$$V_{max} = q_w \ell/2$$
$$N_{max} = M/H$$

avendo posto $H = 0.8 \ell_2$ quale braccio della coppia di forze N,T.

L'assemblaggio delle lastre alveolari mediante getto delle unioni, comporta che il taglio parallelo alle unioni longitudinali venga trasmesso da un elemento all'altro attraverso il calcestruzzo gettato in opera.
In relazione all'andamento del diagramma di taglio, l'unione immediatamente adiacente al bordo del solaio risulta essere quella più sollecitata con sforzo di taglio

$$V'_{max} = (1 - 2\,x / \ell_2)\ V_{max}$$

Traducendo la relazione in forza di taglio calcolata si ha

$$V_{sd} = \gamma_F\ V'_{max}$$

e deve essere soddisfatta la condizione

$$V_{sd} \leq V_{rd}$$

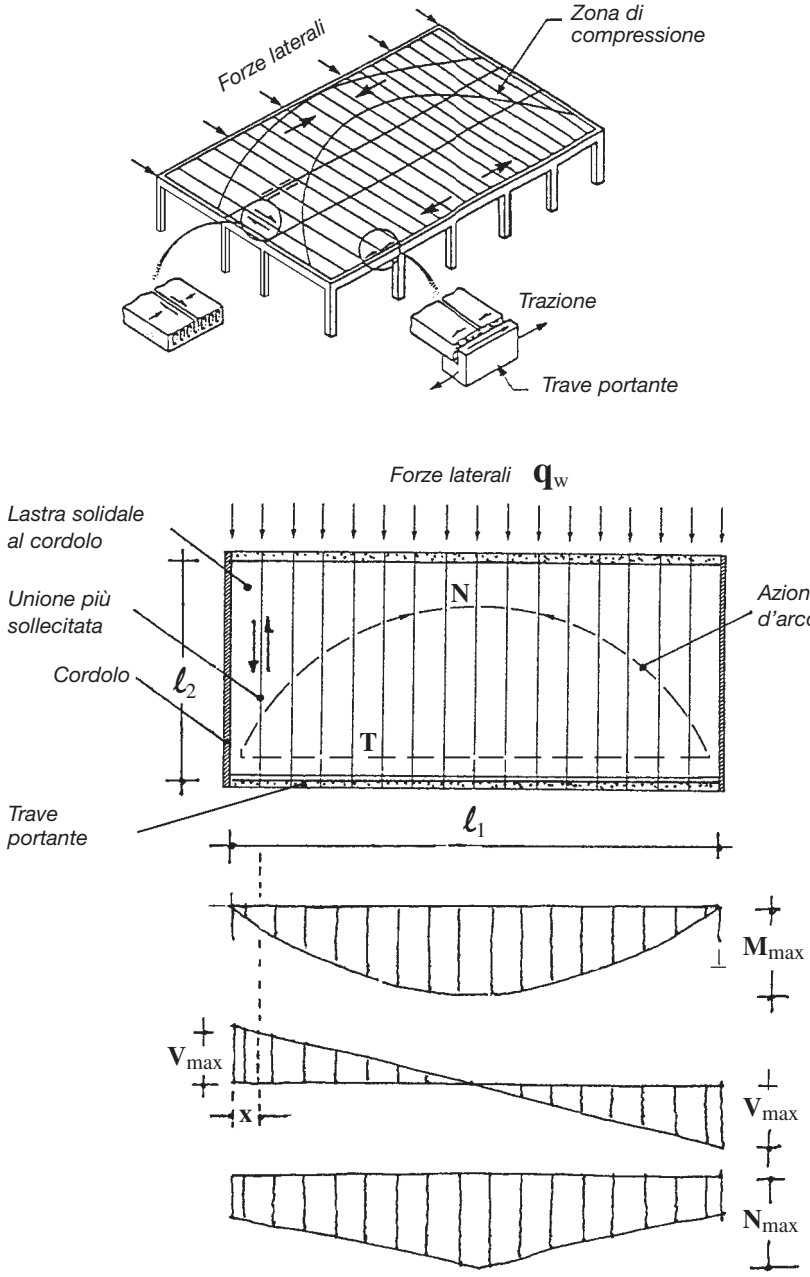



*Fig. 5.13 Un comportamento a diaframma del solaio alveolare con illustrazione delle modalità di verifica*

La resistenza delle unioni longitudinali nel piano delle forze di taglio, per superficie ottenute mediante vibrofinitrici o per estrusione, senza particolari trattamenti, è limitata a

$$V_{Rd} = \tau_{Rdj} \; A_{cj}$$

dove:

$\tau_{Rdj}$ = resistenza media a taglio orizzontale allo S.L.U. che, nelle unioni longitudinali riempite con calcestruzzo, deve essere limitata a 0.1 N/mm$^2$ in assenza di indentature verticali sulle due facce dell'unione.

$A_{cj}$ = area efficace di calcestruzzo per la trasmissione dello sforzo di taglio.

Il funzionamento a diaframma del solaio è essenziale per la stabilità di un edificio multipiano sottoposto a forze orizzontali, non solo in zone sismiche, ma anche per effetto del vento o di altre azioni accidentali o di disallineamenti verticali.

La prescrizione di una soletta collaborante adeguatamente armata con rete elettrosaldata e di un incatenamento perimetrale risolve nella maggior parte dei casi ogni problema di verifica di stabilità strutturale come per ogni altro tipo di solaio.

## 5.7. Il calcolo delle deformazioni

La precompressione con baricentro dei trefoli quasi sempre al disotto del nocciolo di inerzia genera nelle lastre alveolari una più o meno accentuata flessione verso l'alto chiamata controfreccia.
Tale controfreccia iniziale, propria del solaio alveolare in opera, varia nel

tempo per effetto di deformazioni a lungo termine in base ad alcuni parametri ben definiti come la luce del solaio ed i vincoli statici, sotto l'azione del peso proprio, dei carichi permanenti, dei sovraccarichi di lunga durata, delle caratteristiche di precompressione.
Tali deformazioni a lungo termine sono funzione dei parametri reologici ed ambientali che sono per loro natura variabili nel tempo e definibili solo con una certa approssimazione.
Il rifluimento viscoso dei differenti calcestruzzi che compongono il solaio, il modulo elastico che varia, il ritiro e l'umidità relativa e la temperatura dell'ambiente nonché le perdite di precompressione sono i maggiori responsabili delle deformazioni a lungo termine.
La predeterminazione della controfreccia iniziale è piuttosto aleatoria perché dipende da molteplici fattori ambientali,dalle tecnologie e dal processo produttivo che influiscono sulle caratteristiche reologiche e sul valore del modulo elastico. La controfreccia viene influenzata dal ciclo di indurimento del calcestruzzo che può essere naturale e quindi dipendente dalla temperatura e dall'umidità dell'ambiente.
Se l'indurimento viene accelerato a caldo la controfreccia dipende dal ciclo termico che influisce anche sul modulo elastico e sui coefficienti di ritiro e di viscosità.
La fase di stoccaggio dei manufatti all'aperto prima della posa in opera, in presenza delle più diverse condizioni atmosferiche come il sole, l'ombra, il caldo, il freddo, il secco, l'umido, influisce notevolmente sull'entità delle controfrecce (ed anche sul modulo elastico e sui coefficienti di ritiro e di viscosità quindi anche sui valori delle successive deformazioni a lungo termine).
È pertanto inevitabile che i valori di controfreccia, quando vengono richiesti e forniti, siano considerati valori medi teorici che possono ammettere tolleranze di $\pm 0.1 \div 0.2\%$ della lunghezza delle lastre. In ogni caso può essere considerato normale che il $5 \div 10\%$ delle lastre possa presentare valori di controfreccia al di fuori delle tolleranze sopracitate.
Eventuali correzioni di displanarità fra le lastre alveolari adiacenti in un solaio possono comunque essere effettuate prima dell'esecuzione dei getti in opera seguendo le istruzioni riportate nel par. 2.3.8.
La freccia elastica durante il collaudo in opera può invece essere calcolata

con maggiore accuratezza poiché risulta funzione delle reali condizioni di vincolo e della ripartizione trasversale dei carichi concentrati.
Essa però denuncia valori normalmente inferiori a quelli teorici in quanto il comportamento a piastra dei solai alveolari fornisce quasi sempre risorse reali maggiori di quelle teoriche (Vedi precedente par. 5.4)
Solo il collaudo di una lastra singola e isostatica permette di riscontrare frecce elastiche reali molto vicine a quelle teoriche in quanto l'errore è univocamente correlato all'effettivo valore del modulo elastico del calcestruzzo la cui variabilità di solito è contenuta nel 10% in più o in meno.

### 5.7.1. Applicazioni e riferimenti pratici

Pur con le dovute approssimazioni, è talvolta importante poter determinare il valore della controfreccia iniziale in opera quando occorre definire lo spessore minimo e massimo della soletta collaborante da gettare in opera sopra le lastre alveolari.
La soletta infatti aumenta di spessore a partire dalla mezzeria del solaio fino agli appoggi e quindi aumenta la quantità di calcestruzzo necessario per il getto in opera (vedi fig. 5.14).
In questi casi è necessaria la predeterminazione della controfreccia per poter definire con una certa precisione le altezze di interpiano quando risultasse strettamente vincolata l'altezza totale dell'edificio.

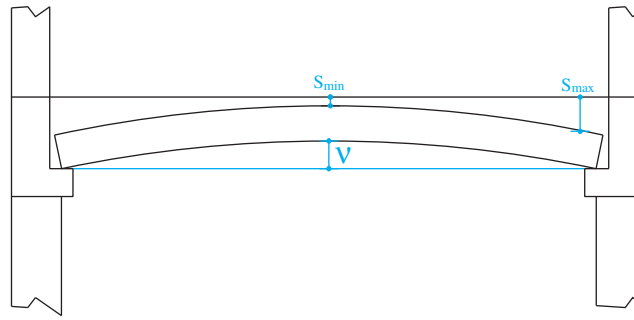



*Fig. 5.14 L'altezza minima dell'interpiano deve essere misurata agli appoggi del solaio alveolare.*

Più spesso per ottenere una buona planarità dell'intradosso di un solaio alveolare risulta indispensabile conoscere preventivamente l'entità delle controfrecce per poter impostare correttamente i livelli di posa di lastre alveolari piuttosto corte in adiacenza ad altre lastre di lunghezza notevolmente maggiore (vedi fig. 5.15)

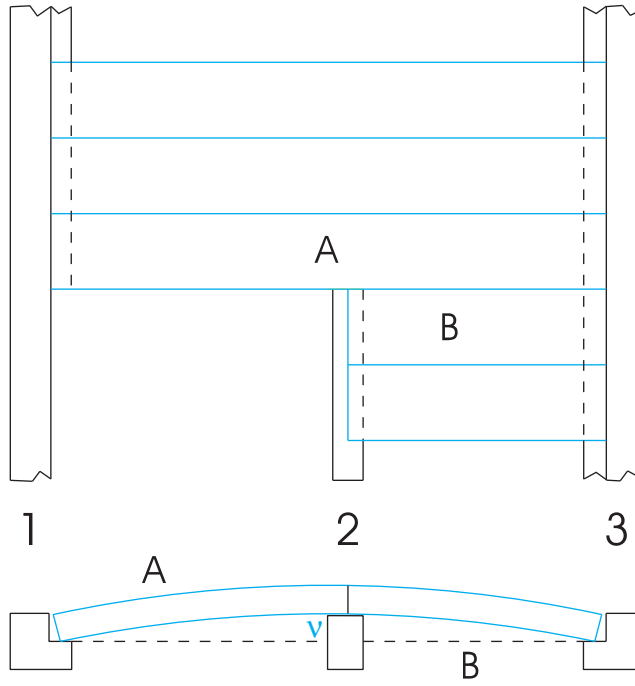



*Fig. 5.15 Per evitare antiestetiche displanarità fra le lastre adiacenti A e B occorre sopraelevare l'appoggio intermedio – 2- rispetto agli appoggi di estremità – 1 – e – 3.*

Può essere importante valutare anche le deformazioni a lungo termine che modificano la controfreccia iniziale del solaio alveolare sottoposto ai carichi "quasi permanenti" (peso proprio + carichi permanenti + carichi variabili di lunga durata).

Le deformazioni a lungo termine infatti possono creare gravi problemi di distacco dei pavimenti ed eventualmente anche delle finiture all'intradosso. Possono modificare le pendenze nelle coperture piane (vedi fig. 5.16) con

**Tabella 5.5**

| VOCE | DESCRIZIONE | VALORI TIPICI MEDI |
|---|---|---|
| $t_0$ | Tempo trascorso tra il getto e il rilascio delle armature di precompressione (cioè il taglio dei manufatti). | $t_0$ = 12÷16 h dal getto (con maturazione accelerata)<br>$t_0$ = 24÷48 h dal getto (con maturazione naturale) |
| $t_1$ | Tempo tra il getto dei manufatti ed i getti di completamento in opera. | $t_1$ = 0,5÷2 mesi circa |
| $t_2$ | Tempo tra il getto dei manufatti e l'applicazione dei sovraccarichi permanenti e variabili. | $t_2$ = 3÷6 mesi in media |
| $t_\infty$ | Tempo per la valutazione dei fenomeni di lunga durata. | $t_\infty$ = 5÷10 anni (dopodiché i fenomeni viscosi possono considerarsi esauriti) |
| $v_0$ | Controfreccia iniziale a stoccaggio | da 0 a $\ell$ /200 |
| $v_1$ | Controfreccia in opera subito dopo la posa. | da 0 a $\ell$ /300 |
| $v_\infty$ | Variazione della controfreccia a lungo termine per la combinazione quasi permanente dei carichi | $\leq \ell_2$ /500 |
| $v_e$ | Freccia elastica istantanea incrementale per la combinazione rara dei carichi | $\leq \ell_2$ /1000 |
| $\ell$ | Lunghezza del manufatto | |
| $\ell_p$ | Luce per il calcolo degli effetti della precompressione | $\ell_p \approx \ell - 1000$ [mm] |
| $\ell_0$ | Luce tra gli appoggi a stoccaggio. | $\ell_0 \approx \ell_p$ |
| $\ell_1$ | Luce di calcolo in opera (1° fase). | Luce netta della lastra durante la posa in opera. |
| $\ell_2$ | Luce di calcolo in opera (2° fase). | Luce di calcolo della lastra in esercizio. |
| n | Coefficiente di vincolo statico per il calcolo delle deformazioni | n = 5 per semplice appoggio<br>n = 2,5÷3 per la prima campata di bordo<br>n = 1÷2 per le campate intermedie |
| I, $I_1$ | Momento di inerzia della singola lastra a secco e in presenza dei getti integrativi del solaio in opera. | Vedi dati di progetto. |
| e, $e_1$ | Eccentricità di precompressione nella singola lastra e in presenza dei getti integrativi del solaio in opera. | Vedi dati di progetto. |
| G, $G_1$ | Peso proprio della lastra a secco e in presenza dei getti integrativi del solaio in opera. | Vedi dati di progetto. |
| $Q_{perm}$ | Sovraccarichi permanenti. | Vedi dati di progetto. |
| $Q_{var}$ | Sovraccarichi variabili. | Vedi dati di progetto. |
| $Q_\infty$ | Sovraccarichi variabili di lungo termine. | Vedi dati di progetto. |

*continua Tabella 5.5*

***segue*** **Tabella 5.5**

| VOCE | DESCRIZIONE | VALORI TIPICI MEDI |
|---|---|---|
| $\mathbf{A_p}$ | Area dell'armatura di precompressione<br>Tensioni nell'armatura di precompressione: | Vedi dati di progetto. |
| $\mathbf{P_0}$<br>$\mathbf{P_1}$<br>$\mathbf{P_\infty}$ | - al momento del rilascio<br>- al tempo $t_1$<br>- al tempo $t_\infty$ | $P_0 = 1200 \div 1250$ MPa<br>$P_1 = 1150 \div 1200$ MPa<br>$P_\infty = 1050 \div 1150$ MPa |
| $\mathbf{E_{0\ inf}}$<br>$\mathbf{E_{0\ sup}}$ | Modulo elastico al lembo inferiore del manufatto al momento del rilascio.<br>Modulo elastico al lembo superiore al rilascio.<br>Essi dipendono dal sistema di produzione e dal processo di stagionatura. Le temperature nel manufatto durante il trattamento termico sono circa 65÷70°C al lembo inferiore, mentre si riducono di circa 10÷15°C al lembo superiore con un conseguente maggior valore del modulo elastico. | Vibrofinitura con stagionatura naturale.<br>$E_{0\ inf/sup} = 20 \div 22000/19 \div 21000$ MPa<br>Vibrofinitura con stagionatura accelerata.<br>$E_{0\ inf/sup} = 17 \div 19000$ / $18 \div 20000$ MPa<br>Estrusione con stagionatura naturale.<br>$E_{0\ inf} = E_{0\ sup} = 21 \div 23000$ MPa<br>Estrusione con stagionatura accelerata.<br>$E_{0\ inf/sup} = 18 \div 20000$ / $19 \div 21000$ MPa |
| $\mathbf{E_1, E_2}$ | Modulo elastico al tempo $t_1$, $t_2$ | $E_1 = E_2 = 30000 \div 33000$ MPa |
| $\boldsymbol{\alpha}$ **(t)** | Coefficiente di sviluppo degli effetti viscosi nel tempo. | $\alpha\ (t_0) \approx 0.1$<br>$\alpha$ (15 gg) $\approx 0.3$<br>$\alpha$ (1 mesi) $\approx 0.4$<br>$\alpha$ (2 mesi) $\approx 0.5$<br>$\alpha$ (3 mesi) $\approx 0.6$<br>$\alpha$ (6 mesi) $\approx 0.7$<br>$\alpha$ (1 anni) $\approx 0.8$<br>$\alpha$ (3 anni) $\approx 0.9$<br>$\alpha$ (10 anni) $\approx 0.95$<br>$\alpha\ (t_\infty) = 1$ |
| $\boldsymbol{\varphi\ (t, t_0)}$ | Coefficiente di viscosità del calcestruzzo tra il tempo t e il tempo $t_0$<br>$\varphi\ (t, t_0) = \varphi\ (t_\infty, t_0)\ [\alpha\ (t) - \alpha\ (t_0)]$ | $\varphi\ (t_\infty, t_0) \approx 2.5$ (fra 2.2 e 3.0)<br>$\varphi\ (t_\infty, t_{2\ =\ 6\ mesi}) \approx 0.3 \times 2.5 \approx 0.75$<br>$\varphi\ (t_\infty, t_{1\ =\ 1\ mese}) \approx 0.6 \times 2.5 \approx 1.50$<br>$\varphi\ (t_{1\ =\ 1\ mese}, t_0) \approx 0.3 \times 2.5 \approx 0.75$ |
| $\boldsymbol{\varepsilon\ (t, t_0)}$ | Coefficiente di ritiro al tempo **t** rispetto al tempo $t = 0$ di getto | $\varepsilon\ (t_\infty, _0) \approx 0.0003$<br>$\varepsilon\ (t_0, _0) \approx 0.5\ \varepsilon\ (t_\infty, 0)$<br>$\varepsilon\ (t_\infty, t_0) \approx 0.5\ \varepsilon\ (t_\infty, 0)$ |
| $\rho$ | Coefficiente di invecchiamento del calcestruzzo prefabbricato per tener conto dell'incremento del modulo elastico a tempo infinito | $\rho = 0.8$ |

grave danno per il deflusso delle acque, oppure possono compromettere la stabilità delle tramezzature interne.
Possono anche causare malfunzionamenti di porte, portoni e serramenti di finestre.
La valutazione di queste deformazioni è tanto più importante quanto maggiore è la luce del solaio e la sua snellezza e quanto maggiore è il rapporto tra carichi permanenti e carichi variabili.
Per minimizzare questi inconvenienti è pertanto utile che il progettista, al momento di individuare lo spessore del solaio, si attenga ai criteri molto validi espressi nel par. 3.2.

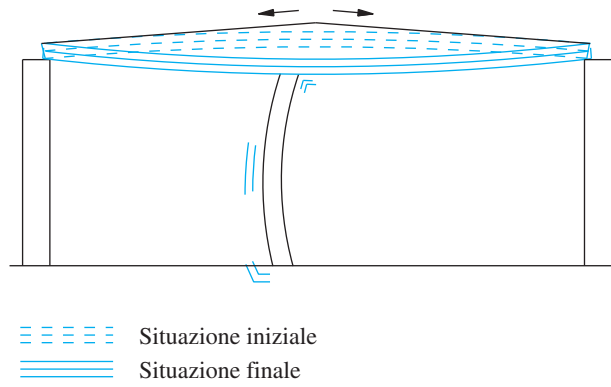



*Fig. 5.16 Le pendenze della copertura devono essere assicurate anche dopo le deformazioni a tempo infinito. Queste ultime possono compromettere anche la stabilità delle tramezze interne.*

Per la predeterminazione delle deformazioni a breve ed a lungo termine nel modo più corretto possibile, è necessario conoscere e valutare al meglio le caratteristiche strutturali, statiche e reologiche ed i tempi di applicazione dei carichi.
Nella precedente Tabella 5.5 vengono indicati i valori medi di tali caratteristiche riscontrabili per le varie tipologie e metodologie produttive, e che comunque ciascun produttore può determinare in funzione delle caratteristiche del proprio ciclo produttivo mediante semplici rilevazioni sperimentali.

### 5.7.2. La controfreccia iniziale $\nu_0$ al tempo $t_0$

Determinate le caratteristiche geometriche del manufatto, la precompressione e i parametri reologici del calcestruzzo, è possibile calcolare la controfreccia iniziale a stoccaggio $\nu_0$, appena effettuato il rilascio delle armature ed il taglio dei manufatti, con la formula seguente (vedi figura 5.17):

$$\nu_0 = \nu_{0,p} + \nu_{0,G}$$

con:

$$\nu_{0,p} = \frac{A_p P_0 \; e \; \ell_p^2}{8 E_{0,\,inf} \times I}$$

controfreccia iniziale dovuta alla precompressione

e:

$$\nu_{0,G} = \frac{5}{384} \; \frac{G \ell^4}{E_{0,\,sup} \times I}$$

freccia dovuta al peso proprio della lastra appoggiata all'estremità

dove (vedi Tab. 5.5):

$A_p$ = area dell'armatura di precompressione

$P_0$ = tensione nell'armatura di precompressione al momento del rilascio

$e$ = eccentricità dell'armatura di precompressione rispetto all'asse neutro della lastra alveolare

$\ell_p$ = luce per il calcolo degli effetti della precompressione

$\ell$ = lunghezza del manufatto

$E_{0,inf}$ = modulo di elasticità del calcestruzzo del manufatto al lembo inferiore al momento del rilascio

$E_{0,sup}$ = modulo di elasticità del calcestruzzo del manufatto al lembo superiore al momento del rilascio

$I$ = momento d'inerzia del manufatto

$G$ = peso proprio del manufatto

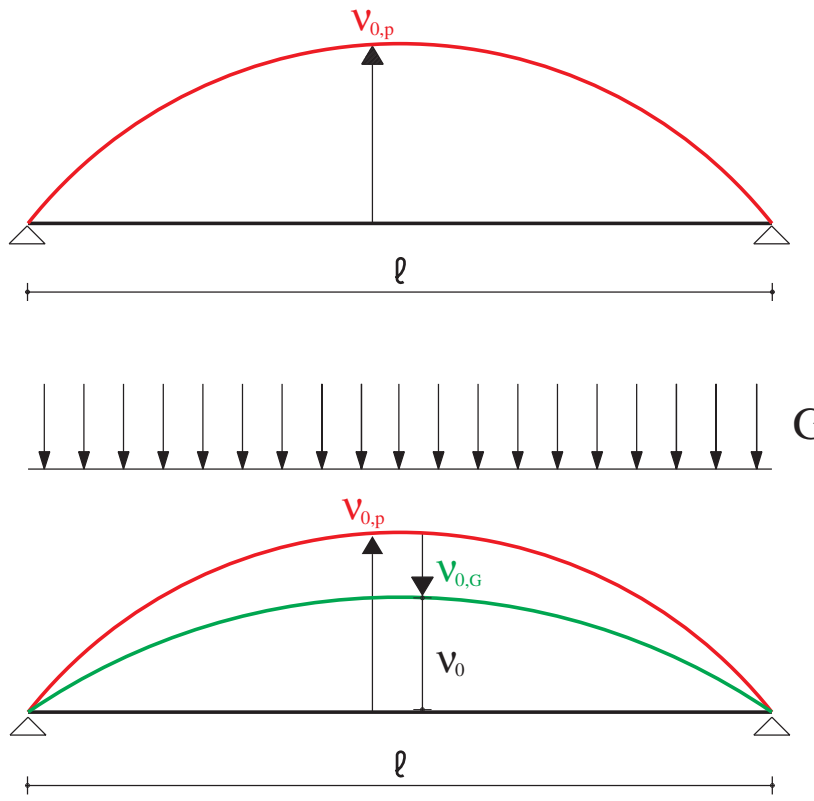



*Fig. 5.17 Controfreccia iniziale $\nu_0$ allo scassero.*

La convenzione più usuale del segno da adottare per la controfreccia attribuisce il valore negativo ad essa quando risulta sopra l'orizzontale.
Pertanto il segno dell'eccentricità dell'armatura di precompressione è negativo quando il baricentro si trova al di sotto dell'asse neutro della sezione e determina nella lastra una inflessione verso l'alto.
Ogni singolo produttore, in base a semplici rilevazioni statistiche in produzione, può verificare sperimentalmente i valori di $E_{o,inf}$ ed $E_{o,sup}$, variabili in misura limitata tra estate ed inverno, può controllare le effettive perdite di precompressione durante la fase iniziale e quindi è in grado di ricavare la tensione $P_o$ con una certa accuratezza.

### 5.7.3. La controfreccia in opera $\nu_1$ al tempo $t_1$

Al tempo $t_1$ si considera la lastra alveolare posta in opera, semplicemente appoggiata, e completata con i getti aggiuntivi come da progetto.
Durante il periodo di stoccaggio la controfreccia iniziale $\nu_o$ è variata per effetto dei fenomeni viscosi che dipendono dal tempo trascorso tra lo scassero e la posa, dalle condizioni ambientali cui è stato esposto il manufatto quali la temperatura e l'umidità relativa, dal maggiore irraggiamento solare su una faccia della lastra rispetto all'altra, dalla precompressione, dal peso proprio e dalle condizioni statiche di stoccaggio.
La controfreccia in opera $\nu_1$ si ottiene sommando alla controfreccia $\nu_{1,p}$ dovuta alla precompressione, l'inflessione $\nu_{1,G+G_1}$ dovuta al peso proprio G e ai getti di completamento $G_1$ e gli effetti viscosi $\nu_{1,\varphi G}$ per l'azione del peso proprio durante lo stoccaggio tra il momento $t_0$ e il momento $t_1$ (vedi fig. 5.18).

$$\nu_1 = \nu_{1,p} + \nu_{1,G+G_1} + \nu_{1,\varphi G}$$

con:

$\nu_{1,p}$ = controfreccia iniziale dovuta alla precompressione $\nu_{0,p}$ modificata dagli effetti viscosi e ridotta dal rilassamento degli acciai al tempo $t_1$

$$\nu_{1,p} = \nu_{o,p}\left[1+\frac{E_{o,inf}}{(E_{o,inf}+E_1)/2}\varphi(t_1,t_o)\right]+\frac{(P_o-P_1)A_p\, e\, \ell_p^2}{8\,E_1 I}$$

$\nu_{1,G+G_1}$ = freccia in opera dovuta al peso proprio della lastra e dei getti in opera

$$\nu_{1,G+G_1} = \frac{5}{384}\frac{(G+G_1)\ell_1^4}{E_1 I}$$

$\nu_{1,\varphi G}$ = variazione della freccia iniziale dovuta al peso proprio per gli effetti viscosi durante lo stoccaggio fino al tempo $t_1$

$$\nu_{1,\varphi G} = \nu_{0,G}\left[\frac{E_{0\,sup}}{(E_{o\,sup}+E_1)/2}\varphi(t_1,t_o)\right]$$

dove $A_p$, I, G e $G_1$ sono da riferire alla larghezza modulare della lastra al-

veolare e dove le caratteristiche geometriche da considerare si riferiscono alla sola lastra prefabbricata, perché i getti integrativi in questa fase non sono ancora collaboranti.
I simboli adottati hanno sempre i significati indicati nella Tabella 5.5..

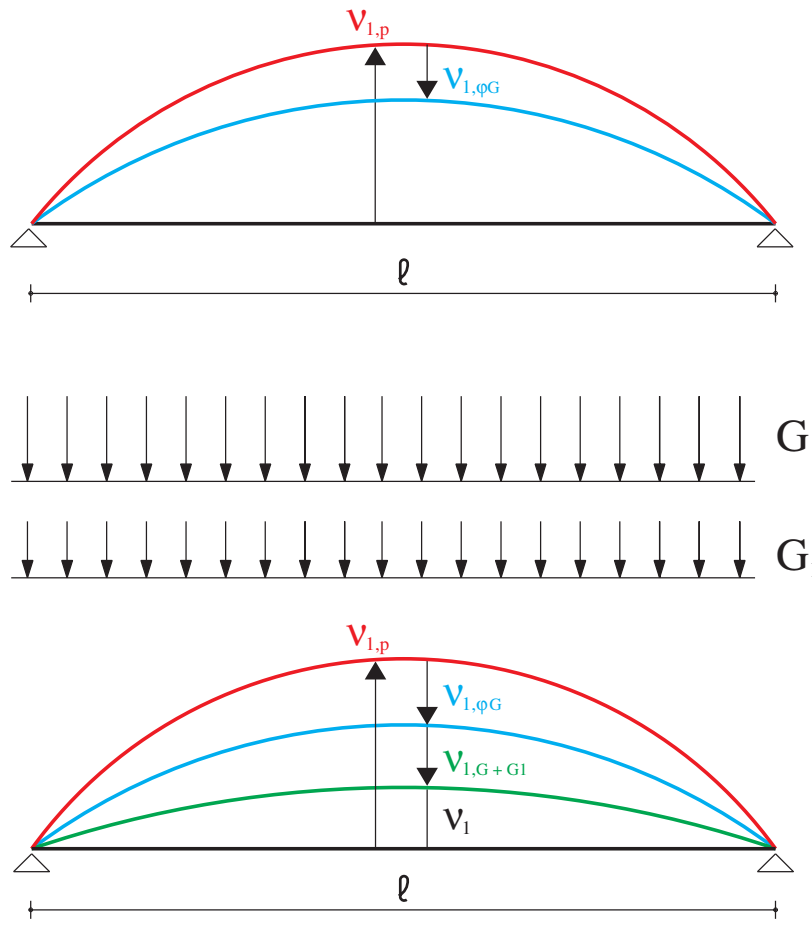



*Fig. 5.18 Controfreccia in opera $\nu_1$ al tempo $t_1$.*

### 5.7.4. Le deformazioni in esercizio e a lungo termine

La tipica deformazione del solaio in servizio è l'incremento istantaneo $\nu_e$ della freccia elastica sotto l'azione della combinazione rara dei carichi.

Questa freccia incrementale elastica $\nu_e$ è richiamata dalla Norma Italiana che ne limita il valore massimo ad 1/1000 della luce ed è quella verificabile in fase di collaudo in opera.

La freccia incrementale elastica istantanea $\nu_e$ dovuta all'azione contemporanea dei sovraccarichi permanenti e variabili (corrispondente alla combinazione rara dei carichi), si può ricavare nel modo seguente:

$$\nu_e = \frac{n}{384} \frac{Q_{perm} + Q_{var}}{E_l I_l} \ell_2^4$$

Nelle espressioni sopra riportate occorre considerare che:

- $I_1$, $Q_{perm}$ e $Q_{var}$ sono da riferire alla larghezza modulare della lastra,
- le caratteristiche geometriche si riferiscono all'elemento prefabbricato completato con i getti integrativi collaboranti,
- il coefficiente $n = 1 \div 5$ è in funzione del vincolo che si ipotizza alle estremità della lastra,

con il significato dei simboli indicato nella precedente Tabella 5.5

La deformazione a lungo termine $\nu_\infty$ corrisponde alla freccia incrementale a tempo infinito del solaio rispetto alla situazione iniziale in opera individuata in precedenza con la controfreccia $\nu_1$.
La variazione di deformazione è originata dagli effetti viscosi della precompressione tra il tempo $t_1$ e il tempo $t_\infty$, dagli effetti viscosi del peso proprio della lastra e dei getti integrativi tra il tempo $t_1$ e il tempo $t_2$ di applicazione dei carichi, dei sovraccarichi permanenti e variabili di lunga durata e dagli effetti viscosi di tutti i carichi agenti tra il tempo $t_2$ e il tempo $t_\infty$.

La deformazione a tempo infinito, valutata in base alle caratteristiche del solaio con i getti integrativi collaboranti, è strettamente correlata anche al grado di vincolo che viene a realizzarsi tra le lastre e le strutture portanti o gli elementi adiacenti (semplice appoggio, semincastro, incastro perfetto).

Quando si deroga dai limiti del rapporto tra luce e spessore del manufatto, imposti dalla Norma Italiana, è proprio il valore di $\nu_\infty$ che va contenuto entro 1/500 di $\ell$.

I valori di $\nu_\infty$ calcolati con le formule proposte qui di seguito sono da considerare valori medi teorici, ai quali è opportuno applicare una tolleranza di almeno $\pm 0.1 \div 0.2\%$ di $\ell$.

Nella figura 5.19 a fronte si tenga conto della seguente simbologia:

$\ell$ = luce di calcolo della lastra alveolare semplicemente appoggiata in opera

$\ell_2$ = luce di calcolo del solaio alveolare in 2° fase in funzione degli effettivi vincoli realizzati

$\nu_1$ = controfreccia in opera al tempo $t_1$

$\nu_{\infty,\varphi\, p}$ = effetti viscosi e di rilassamento della precompressione dal tempo $t_1$ al tempo infinito

$\nu_{2,\varphi\, G+G1}$ = effetti viscosi del peso proprio più getti dal tempo $t_1$ al tempo $t_2$ di applicazione dei carichi.

$\nu_{2,Qperm+Q_\infty}$ = freccia elastica per i sovraccarichi permanenti e variabili di lunga durata

$\nu_{\infty,\varphi\, G+Q}$ = effetti viscosi dei carichi permanenti e variabili di lunga durata dal tempo $t_2$ al tempo infinito

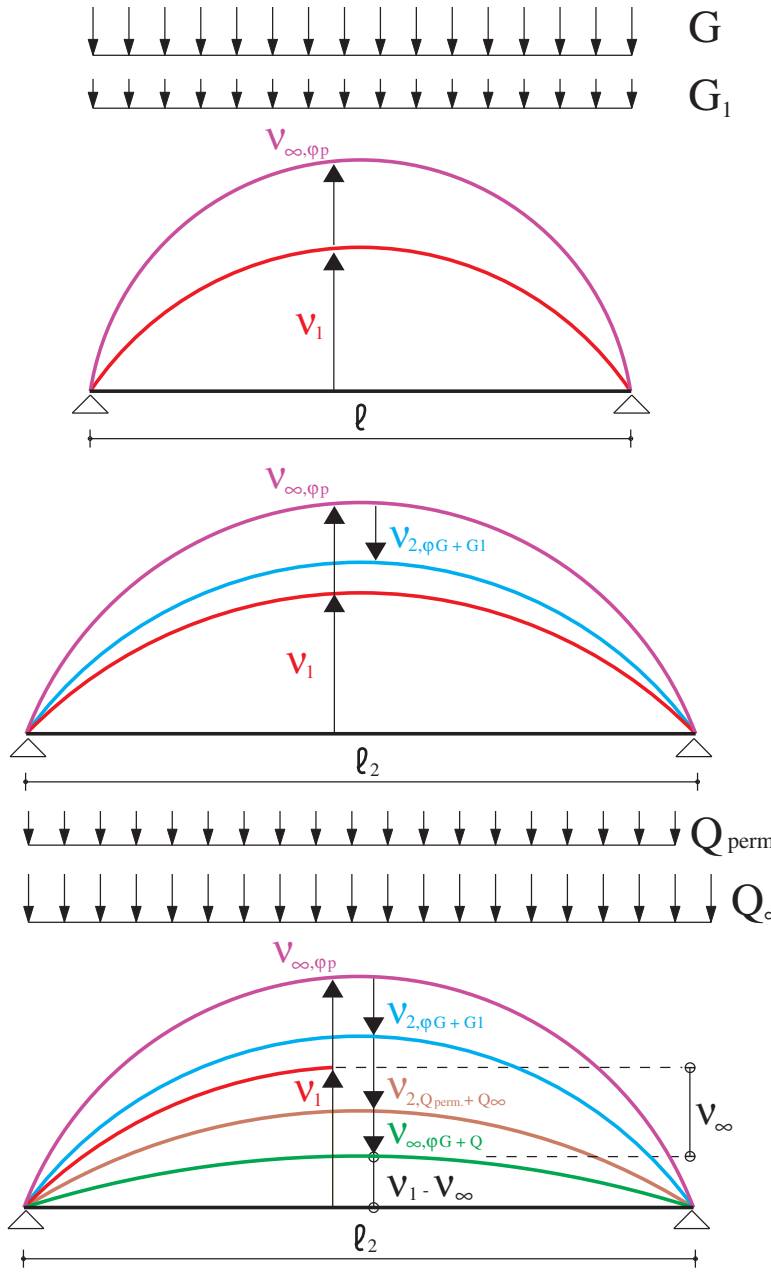



*Fig. 5.19* *La deformazione a tempo infinito $\nu_\infty$ di un solaio alveolare di luce $\ell$, rispetto alla controfreccia iniziale in opera $\nu_1$, in presenza di tutti i carichi permanenti e variabili di lunga durata (condizione di carico quasi permanente), con le reali condizioni di vincolo in opera e luce di calcolo $\ell_2$ corrispondente.*

La variazione della freccia a tempo infinito $\nu_\infty$, rispetto alla condizione iniziale $\nu_1$ (controfreccia in opera con i getti al tempo $t_1$) è dovuta alla somma dei seguenti contributi (vedi fig. 5.19):

$$\nu_\infty = \nu_{\infty,\varphi p} + \nu_{2,\varphi_{G+G1}} + \nu_{2,Q_{perm}+Q_\infty} + \nu_{\infty,\varphi_{G+Q}}$$

dove

$\nu_{\infty,\varphi p}$ = effetti viscosi e di rilassamento della precompressione tra il tempo $t_1$ di messa in opera e il tempo $t_\infty$ finale

$$\nu_{\infty,\varphi p} = \left[\rho\varphi(t_\infty,t_1) - \frac{(P_1 - P_\infty)}{P_1}\right] \frac{A_p P_1 e_1 \ell_p^2}{8 E_1 I_1} \frac{n}{5}$$

$\nu_{2,\varphi G+G_1}$ = effetti viscosi del peso proprio e dei getti integrativi dal tempo $t_1$ di messa in opera fino al tempo $t_2$ di applicazione dei carichi.

$$\nu_{2,\varphi_{G+G1}} = \frac{n}{384} \frac{(G+G_1)\ell_2^4}{E_1 I_1} \varphi(t_2,t_1)$$

$\nu_{2,Q_{perm}+Q_\infty}$ = freccia elastica per i sovraccarichi permanenti e variabili di lunga durata

$$\nu_{2,Q_{perm}+Q_\infty} = \frac{n}{384} \frac{(Q_{perm}+Q_\infty)\ell_2^4}{E_1 I_1}$$

$\nu_{\infty,\varphi G+Q}$ = effetti viscosi di tutti i carichi permanenti, compreso il peso proprio e i getti integrativi e dei carichi variabili di lunga durata dal tempo $t_2$ di applicazione dei carichi fino al tempo $t_\infty$ finale

$$\nu_{\infty,\varphi_{G+Q}} = \frac{n}{384} \frac{(G+G1+Q_{perm}+Q_\infty)\ell_2^4}{E_1 I_1} \rho\varphi(t_\infty,t_2)$$

Nelle espressioni sopra riportate occorre considerare che:

– $A_p$, I, G , $G_1$, $Q_{perm}$ e $Q_\infty$ sono da riferire alla larghezza modulare della lastra.

– le caratteristiche geometriche si riferiscono all'elemento prefabbricato completato con i getti integrativi collaboranti.

– il coefficiente $n = 1 \div 5$ è in funzione del vincolo che si ipotizza alle estremità della lastra.

Il significato dei simboli è sempre quello indicato nella precedente Tabella 5.5.

**Esempio di calcolo delle deformazioni**

**Esempio 5.4**

Calcolo della controfreccia iniziale, in opera e della deformazione a tempo infinito del solaio alveolare di cui all'Esempio 4.1 nel paragrafo 4.4.4 del Cap. 4. Si tratta di un solaio alveolare $h = 300$ mm in continuità su due campate, con luce netta m 9.60 e luce di calcolo finale di m 10.0.

| | | |
|---|---|---|
| Peso proprio delle lastre alveolari | $G$ | $= 3.7$ kN/m$^2$ |
| Peso dei getti in opera | $G_1$ | $= 0.3$ kN/m$^2$ |
| Sovraccarico permanente | $Q_{perm}$ | $= 3.0$ kN/m$^2$ |
| Sovraccarico variabile | $Q_{var}$ | $= 5.0$ kN/m$^2$ |
| Sovraccarico variabile di lunga durata | $Q_\infty$ | $= 0.3 \times 5.0 = 1.5$ kN/m$^2$ |
| essendo, per ipotesi, carico per uffici | $\psi_2$ | $= 0.3$ |
| Coefficiente di vincolo statico | $n$ | $= 2.5$ (tenendo conto delle risorse di vincolo alle estremità che non sono quasi mai di puro semplice appoggio) |

Le caratteristiche della sezione e dell'armatura sono indicate in Fig. 5.20.

$I = 206.100$ cm$^4$ $(2061 \times 10^6$mm$^4)$

$I_1 = 212.000$ cm$^4$ $(2120 \times 10^6$mm$^4)$

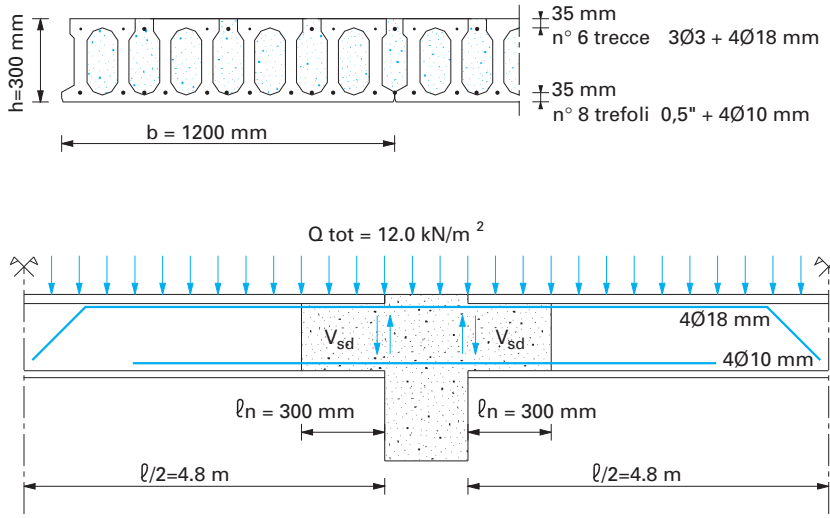



*Fig. 5.20 Calcolo delle deformazioni di un solaio alveolare h= 300 mm*

Si considera un manufatto prodotto con vibrofinitrice e maturazione accelerata, posto in opera dopo 1 mese di stoccaggio con appoggi provvisori posti a 30 cm dalle testate.

$\ell = 9.60$ m $\quad \ell_0 = 9.0$

$\ell_1 = 9.60$ m $\quad \ell_2 = 10.0$ m.

Essendo $t_1 = 1$ mese; $t_2 = 4$ mesi,

si può assumere: $\alpha(t_1) = 0.4 \quad \alpha(t_2) = 0.65$

La lastra alveolare è precompressa con n. 8 trefoli 0.5" posti a 3.5 cm dall'intradosso e n. 6 trecce 3 ∅ 3 poste a 3.5 cm dall'estradosso.

$A_p = 8 \times 93\ mm^2 + 6 \times 21.2\ mm^2 = 871.2\ mm^2$

$e = e_1 = -79$ mm

Dal calcolo delle cadute della precompressione si ricava:

$P_0 = 1250\ N/mm^2 \quad P_1 = 1150\ N/mm^2 \quad P_\infty = 1100\ N/mm^2$

La lunghezza della lastra relativa alla precompressione tiene conto dei 70 ∅ equivalenti della zona di trasmissione (mediata per gli 8 trefoli 0.5" e per le 6 trecce 3 ∅ 3).

Si assume:

$\ell_p = 9600 - (70 \times 8.1) = 9033$ mm

Si assumono le seguenti caratteristiche reologiche:

$\varphi(\infty,o) = 2.5$

$\varphi(t_1, t_0) = 0.3 \times 2.5 = 0.75$ $\varphi(t_2, t_1) = 0.25 \times 2.5 = 0.625$

$\varphi(\infty, t_1) = 0.6 \times 2.5 = 1.5$ $\varphi(\infty, t_2) = 0.35 \times 2.5 = 0.875$

$E_{0,inf} = 18.000$ MPa $E_{0,sup} = 19.000$ MPa

$E_1 = E_2 = 30.000$ MPa $\rho = 0.8$

**Controfreccia iniziale $v_0$**
(valore medio teorico con tolleranze di ± 0.1÷0.2 % di $\ell$)

La controfreccia iniziale a stoccaggio dovuta alla sola precompressione è:

$$v_{o,p} = \frac{A_p P_o e \ell_p^2}{8 E_{o,inf} I} = -\frac{871 \times 1250 \times 79 \times 9033^2}{8 \times 18000 \times 2061 \times 10^6} = -23.6 \text{ mm}$$

La freccia iniziale a stoccaggio dovuta al peso proprio è:

$$v_{o,G} = \frac{5}{384} \frac{G \ell_o^4}{E_{o,sup} I} = \frac{5}{384} \times 3.7 \times \frac{1.2 \times 9000^4}{19000 \times 2061 \times 10^6} = 9.7 \text{ mm}$$

Ne risulta la controfreccia iniziale:

$v_0 = v_{0,p} + v_{0,G} = -23.6 + 9.7 = -13.9$ mm
(con tolleranza di ± 10÷19 mm)

**Controfreccia in opera in presenza dei getti integrativi $\nu_1$**
(valore medio teorico con tolleranza di ± 0.1÷0.2% di $\ell$)

Alla controfreccia iniziale dovuta alla sola precompressione si combinano i relativi effetti viscosi al tempo $t_1$ (1 mese) e il rilassamento dell'armatura:

$$\nu_{1,p} = \nu_{o,p}\left[1+\frac{E_{o,inf}}{(E_{o,inf}+E_1)/2}\varphi(t_1,t_o)\right]+\frac{(P_o-P_1)A_p\, e\, \ell_p^2}{8\,E_1 I}$$

$$\nu_{1,p} = -23.6\left[1+\frac{18000}{(18000+30000)/2}0.75\right]+\frac{(1250-1150)871.2\times 79\times 9033^2}{8\times 30000\times 2061\times 10^6}$$

$$= -23.6\,(1+0.562) + 1.13 = -35.7 \text{ mm}$$

– Effetti viscosi dovuti al peso proprio durante lo stoccaggio di 1 mese:

$$\nu_{1,\varphi G} = \nu_{o,G}\ \frac{E_{o,sup}}{(E_{o,sup}+E_1)/2}\varphi(t_1,t_o)$$

$$\nu_{1,\varphi G} = 9.7\ \frac{19000}{(19000+30000)/2}\ 0.75 = 9.7\times 0.581 = 5.6 \text{ mm}$$

– Freccia in opera dovuta al peso proprio e a quello dei getti integrativi:

$$\nu_{1,G+G1} = \frac{5}{384}\frac{(G+G_1)\ell^4}{E_1\ I} = \frac{5}{384}1.2(3.7+0.3)\frac{9600^4}{30000\times 2061\times 10^6} = 8.6 \text{ mm}$$

La controfreccia in opera al tempo $t_1$ risulta quindi:

$\nu_1 = \nu_{1,p} + \nu_{1,\varphi G} + \nu_{1,G+G1} = -35.7 + 5.6 + 8.6 = -21.5$ mm

(con tolleranza di ± 10÷19 mm)

Il rapporto fra la controfreccia in opera $\nu_1$ e la luce $\ell_1$ risulta 1/465 (< 1/300)

**La variazione della freccia a tempo infinito** $\nu_\infty$

(valore medio teorico con tolleranza di ± 0.1÷0.2 % di $\ell$ )

– Effetti viscosi dovuti alla precompressione nel calcestruzzo invecchiato, sommati al rilassamento delle armature:

$$\nu_{\infty,\varphi_p} = \left[\rho\,\varphi(t_\infty,t_1) - \frac{(P_1 - P_\infty)}{P_1}\right] \frac{A_p\,P_1\,e_1\,\ell^2_p}{8\,E_1 I_1}\,\frac{n}{5}$$

$$\nu_{\infty,\varphi_p} = -\left[0.8\times1.5 - \frac{(1150-1100)}{1150}\right]\frac{1150\times871.2\times79\times9033^2}{8\times30000\times2120\times10^6}\,\frac{2.5}{5} =$$

$$= -(1.2 - 0.068)\;13\times2.5/5 \;=\; -7.3\ \text{mm}$$

– Effetti viscosi dovuti al peso proprio e ai getti integrativi fino al tempo $t_2$ di applicazione dei carichi (4 mesi dal getto)

$$\nu_{2,\,\varphi G+G1} = \frac{n}{384}\,\frac{(G+G_1)\,\ell_2^4\,\varphi(t_2,t_1)}{E_1\;I_1}$$

$$\nu_{2,\,\varphi G+G1} = \frac{2.5}{384}\,\frac{1.2\,(3.7+0.3)\,10000^4\times0.625}{30000\times2120\times10^6} = 3.1\text{mm}$$

– Freccia elastica dovuta ai sovraccarichi permanenti e variabili di lunga durata

$$\nu_{2,\,Q_{perm}+Q_\infty} = \frac{n}{384}\,\frac{(Q_{perm}+Q_\infty)\,\ell_2^{\,4}}{E_1 I_1}$$

$$\nu_{2,\,Q_{perm}+Q_\infty} = \frac{2.5}{384}\,\frac{1.2\,(3.0+1.5)\,10000^4}{30000\times2120\times10^6} = 5.5\ \text{mm}$$

– Effetti viscosi dal tempo di applicazione dei carichi $t_2$ a tempo infinito dovuti ai pesi propri, al peso dei getti integrativi, ai carichi permanenti e ai carichi variabili di lunga durata:

$$\nu_{\infty,\varphi G+Q} = \frac{n}{384}\frac{(G + G1 + Q_{perm} + Q_{\infty})\,\ell_2^{\,4}}{E_1 J_1}\;\rho\;\varphi(\infty,t_2)$$

$$\nu_{\infty,\varphi G+Q} = \frac{2.5}{384}\;\frac{1.2\,(3.7 + 0.3 + 3.0 + 1.5)\,10000^4}{30000\times2120\times10^6}\;\times0.8\times0.875 = 7{,}3\text{ mm}$$

La variazione della freccia a tempo infinito risulta quindi:

$$\nu_{\infty} = \nu_{\infty,\varphi p} + \nu_{2,\varphi G+G1} + \nu_{2,Qperm+Q_{\infty}} + \nu_{\infty,\varphi G+Q}$$

$$\nu_{\infty} = -7.3 + 3.1 + 5.5 + 7.3 = 8.6\text{ mm} \qquad \text{(con tolleranza } \pm 10\div19\text{ mm)}$$

Il rapporto tra la freccia a tempo infinito e la luce di esercizio $\ell_2$ risulta 1/1160 (<1/500)

**La freccia incrementale elastica istantanea teorica** $\nu_e$
per la combinazione di carico "rara" (cioè corrispondente al valore massimo dei sovraccarichi permanenti e variabili)

$$\nu_e = \frac{n}{384}\frac{Q_{perm} + Q_V}{E_1 I_1}\,\ell_2^{\,4} = \frac{2.5}{384}\;\frac{1.2\,(3.0 + 5.0)\,10000^4}{30000\times2120\times10^6} = 9{,}8\text{ mm}$$

Il rapporto tra la freccia incrementale elastica istantanea e la luce di calcolo $\ell_2$ risulta 1/1020 (< 1/1000)

### 5.7.5 La freccia elastica al collaudo

La freccia teorica sotto i carichi di collaudo, da confrontare con le frecce misurate in realtà, è predeterminabile con buona accuratezza in funzione del-

l'effettiva capacità di ripartizione trasversale del solaio ed in funzione dei vincoli agli appoggi.

Normalmente viene caricata in modo uniforme una striscia di solaio larga m 2.40, pari a due lastre alveolari, lasciando lateralmente almeno due o tre lastre scariche prima del bordo libero o vincolato alla trave di bordo.
In tale situazione, tenendo conto della capacità di ripartizione vista al precedente punto 5.4, per collaudare il solaio come fosse caricato da un sovraccarico pari a quello di esercizio uniformemente distribuito, occorre praticamente raddoppiare tale carico sulle due lastre (vedi Fig. 5.21).
Infatti se $\mathbf{q_c}$ è il sovraccarico applicato sulle due lastre adiacenti, la freccia teorica in mezzeria $\boldsymbol{\nu_c}$, risulta:

$$\boldsymbol{\nu_{c,\,teor}} = \frac{n}{384}\,\frac{1.2\,q_c\,(\alpha_3+\alpha_2)\,\ell_2^{\,4}}{E_1\;\mathbf{I_1}}$$

$\alpha_2$, $\alpha_3$ = percentuale di carico sulla lastra e su quella adiacente
$\boldsymbol{\ell_c}$ = luce di calcolo [mm]
n = 5 per vincolo isostatico
n = 3 nel caso di 1° campata di bordo
n = 1÷2 nel caso di campate centrali
$E_1$ = 30.000 ÷ 33.000
$q_c$ = carico di collaudo [N/mm$^2$]
$I_1$ = momento di inerzia di 2° fase [mm$^4$]

Le percentuali di ripartizione dei carichi fanno riferimento al precedente paragrafo 5.4 (Fig. 5.4).

In caso di lastre centrali e luci di 6÷10 mt $\alpha_3 = 24 \div 26\%$ e $\alpha_2 = \alpha_4 \approx 22\%$

$q(C) = q(D) = 0.46 \div 0.48\ q_c$

Quindi per avere un carico in fase di collaudo equivalente a quello di esercizio, cioè $q(C) = q(D) \approx q_{es}$, deve essere:

$$q_c = \frac{q_{es}}{0.45 \div 0.48} \approx 2\,q_{es}$$

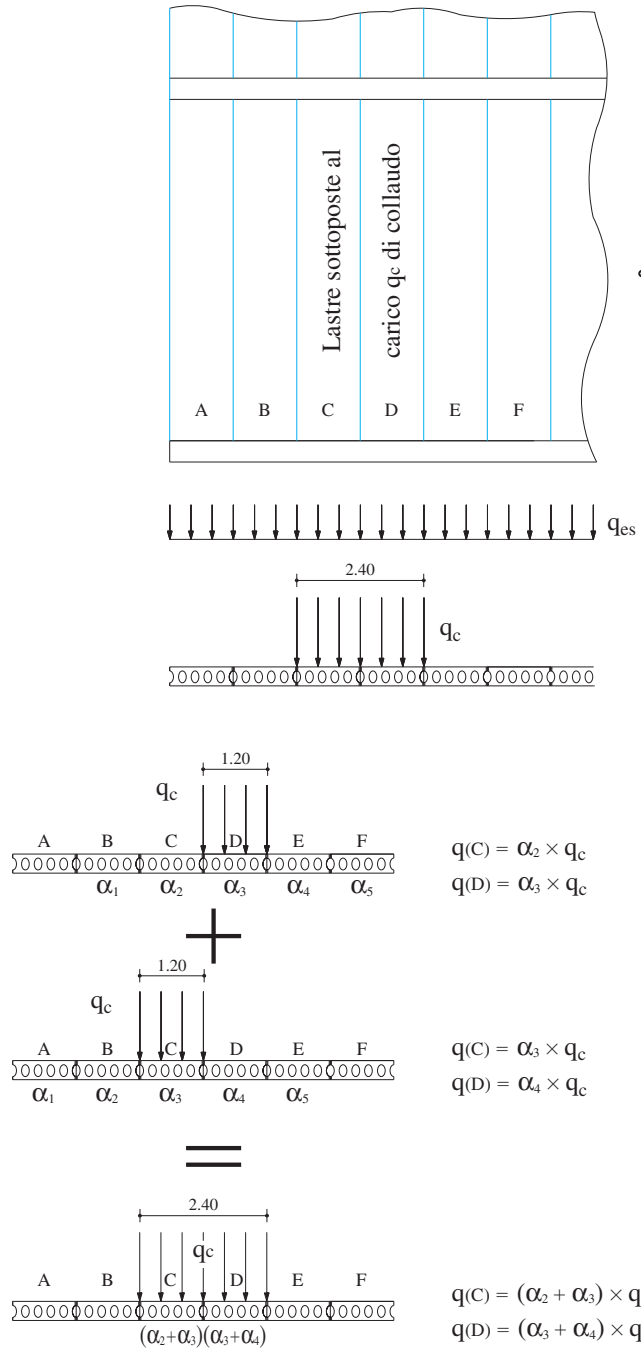



*Fig. 5.21 Carico di collaudo* $q_c$ *e sovraccarico di esercizio* $q_{es}$
*Calcolo delle deformazioni di un solaio alveolare al collaudo*

Occorre considerare che la continuità strutturale, in caso di collaudo fino ai carichi di esercizio, si realizza anche se sulle campate del solaio in semplice appoggio è stata prescritta una semplice soletta armata con rete elettrosaldata senza armature specifiche resistenti a momento negativo.

La resistenza a trazione del calcestruzzo della soletta (valutabile in 100÷150 kN/m per una soletta di 4÷5 cm) è infatti sufficiente, nelle normali condizioni di collaudo, per mantenere la continuità strutturale sull'appoggio intermedio, anche in assenza di armature specifiche.

Tenendo conto di queste risorse strutturali si possono ottenere condizioni di vincolo maggiorate anche del 20 ÷30% e capacità di ripartizione trasversale maggiorata anche del 15% in più di quella teorica.
La freccia di collaudo reale potrebbe risultare quindi:

$$\nu_{c,\,reale} = \nu_{c,\,teor} \times \frac{1}{1 \div 1.15} \times \frac{1}{1 \div 1.3} = 0.6 \div 1.0 \;\; \nu_{c,\,teor}$$

**Esempio di calcolo della freccia di collaudo**

**Esempio 5.5**

Calcolo della freccia teorica di collaudo del solaio alveolare h = 300 mm dell'esempio 5.4 precedente, con sole due lastre contigue della 1° campata caricate con un carico uniformemente distribuito di 16.0 kN/m$^2$, corrispondente al doppio del sovraccarico di esercizio, pari a 8.0 kN/m$^2$.

$\ell_c$ = 10.0 m = 10.000 mm
$E_1$ = 30000 N/mm$^2$
$I_1$ = 2120 × $10^6$ mm$^4$
$q_c$ = 16.0 × $10^3$ / $10^6$ N/mm$^2$ (carico lineare = 1.2×16.0 N/mm)
n = 3 (grado di vincolo teorico per la campata di bordo in continuità)
$\alpha_2$ = 0.22
$\alpha_3$ = 0.24

Dal calcolo la freccia è

$$\nu_{c,\,teor} = \frac{3}{384} \; \frac{1.2 \times 16.0\,(0.22 + 0.24) \times 10000^4}{30000 \times 2120 \times 10^6} = 10.8 \text{ mm}$$

La freccia teorica di collaudo rispetto alla luce di calcolo risulta essere circa $\ell$/1000. In pratica, poichè la distribuzione trasversale risulta di solito maggiore di quella teorica anche di oltre il 15%, a causa dell'effetto piastra e poichè anche sull'appoggio esterno si forma un incastro parziale che comporta n = 2.0 anzichè n = 3.0, il collaudo potrebbe fornire valori di freccia ridotti a:

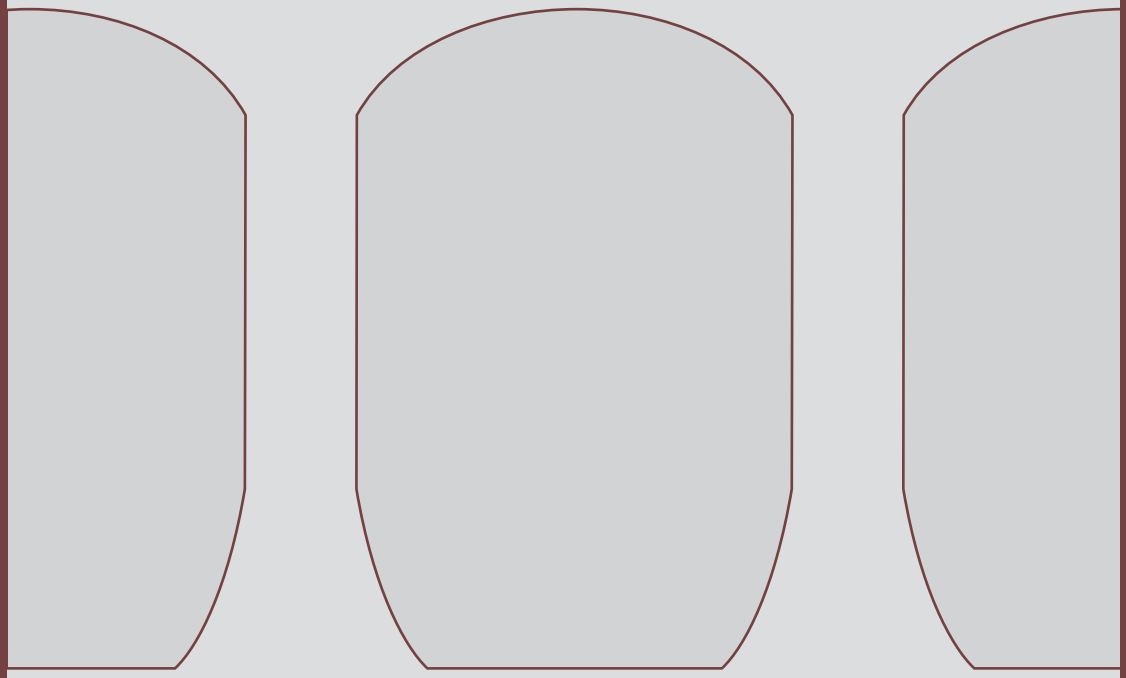
$$\nu_{c,\,reale} = 10.8 \times \frac{2}{3} \times \frac{1}{1.15} = 6.3 \text{ mm}$$

## 5.8. Gli elaborati grafici

La norma europea ISO 9001 prescrive che la rappresentazione grafica di una struttura, quale può essere un solaio alveolare, deve essere accompagnata dai seguenti dettagli a coronamento del disegno esecutivo vero e proprio:

- indicazione dei pesi propri della struttura,
- indicazione dei sovraccarichi permanenti e variabili,
- grado dei vincoli,
- caratteristiche dei vari calcestruzzi previsti,
- caratteristiche dei vari acciai previsti,
- relazioni di calcolo e verifiche delle sezioni agli appoggi ed in mezzeria
- istruzioni particolareggiate sulla movimentazione, sollevamento e posa in opera dei componenti prefabbricati con dimensionamento delle funi e delle attrezzature necessarie,
- successione della posa dei manufatti con particolare riguardo alle istruzioni per la sicurezza (piano antinfortunistico di cantiere),
- destinazione ambientale della struttura eseguita,
- indicazioni sulle protezioni adottate:
  resistenza al fuoco - resistenza alle azioni aggressive, ecc.
- indicazioni delle tolleranze di produzione e di montaggio,
- prescrizioni sulle puntellazioni provvisorie,
- prescrizioni sugli apparecchi di appoggio,
- prescrizioni particolareggiate delle operazioni di completamento in cantiere,
- prescrizioni particolareggiate sulla esecuzione delle unioni e dei giunti,
- specificazione delle operazioni di manutenzione da eseguirsi nel tempo.

Si raccomanda precisione e scrupolo nella predisposizione dei suddetti dettagli se si desidera rimanere inseriti in un Circolo di Qualità Progettuale.



**ASSAP - Associazione Produttori di Solai Alveolari Precompressi**
Sede: via Castelletto, 5 - 37050 Belfiore (Verona) - Italia
Tel. 045 8780533 - Fax 045 8780544
E-mail: assap@assapsolai.it - Web Site: www.assapsolai.it