

1.3 ARMATURE DA PRECOMPRESSIONE

1.3.1 TESTATE DI TRAVI PRE-TESE

Nelle testate di travi in cui la precompressione sia applicata mediante pretensione, quindi con trasferimento delle sollecitazioni dai trefoli al calcestruzzo mediante l'aderenza per un tratto pari ad f_u in figura 1.3.1, si dovranno disporre opportune armature lente al fine di assorbire le trazioni prodotte dai seguenti effetti:

- “Spalling force”, termine con il quale si indica la forza di trazione che si manifesta in direzione verticale in prossimità della testata della trave (Z_{Ry} in figura 1.3.1);
- “Longitudinal edge tension force” ovvero le trazioni in direzione della precompressione, in corrispondenza del bordo opposto a quello di applicazione della precompressione (Z_{Rx});
- “Bursting force”, con cui si indicano le forze di fenditura che nascono in direzione trasversale alla forza di precompressione (Z_s);
- “Splitting” ovvero le tensioni locali trasversali prodotte dal trasferimento della precompressione per aderenza e che tendono a creare delle lesioni tra trefolo e trefolo.

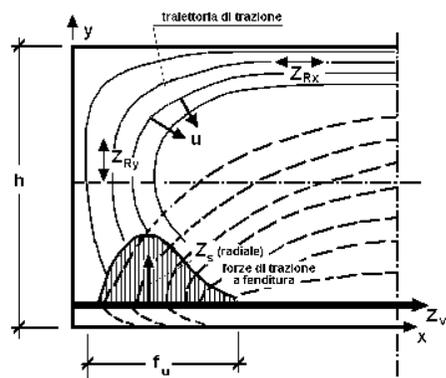


Figura 1.3.1 – Principali sollecitazioni di trazione in corrispondenza di una testata di trave pretesa

Model Code 90

Tale fenomeno è generalmente governabile senza predisporre una specifica armatura se già presenti delle armature in grado di assorbire gli effetti di Bursting e Spalling; in alternativa sarà necessario garantire un certo ricoprimento delle armature in funzione dell'interspazio netto tra i trefoli.

Si deve infine prevedere una specifica armatura di rinforzo all'intradosso della trave al fine di assorbire le trazioni che nascono in prossimità dell'appoggio; la precompressione, trasferita per aderenza, può infatti essere pienamente fruibile solo ad una certa distanza dalla testata L_t (Figura 1.3.2).

In figura 1.3.3 si riporta un esempio di armatura di una testata di trave in cemento armato precompresso a fili aderenti, vista in pianta.

Le armature cui è affidato il compito di assorbire gli effetti di “Spalling”, sono quelle verticali in prossimità della testata (Pos. 7 e la prima fila di barre di Pos. 18, 20 e 21).

[6]
F. Leonhardt,
C.A. & C.A.P.
Calcolo di
progetto e
tecniche
costruttive
Vol. 5 - Il
precompresso -
Calcolo,
verifiche,
tecnologie

Per gli effetti di “Bursting” verticale, sono invece chiamate in causa le rimanenti barre verticali fino ad una certa distanza dalla testata della trave, distanza relazionabile alla geometria della testata e della precompressione.

Per gli effetti di “Bursting” orizzontale, sono interessate tutte le armature orizzontali fino ad una certa distanza dalla trave, in analogia a quanto già detto per la direzione verticale; in questo caso però, si evidenzia che, in presenza di precompressione trasversale, quale è il caso in esame, tali effetti sono generalmente assorbiti da tale precompressione (almeno nella porzione in cui la testata ne è interessata).

Nelle figure 1.3.4 e 1.3.5 si riporta ancora la medesima testata di trave, con vista in sezione longitudinale e trasversale.

Tra le armature disposte in figura 1.3.5 si individuano anche le armature di rinforzo all'intradosso della trave in prossimità dell'appoggio (Pos. 11).

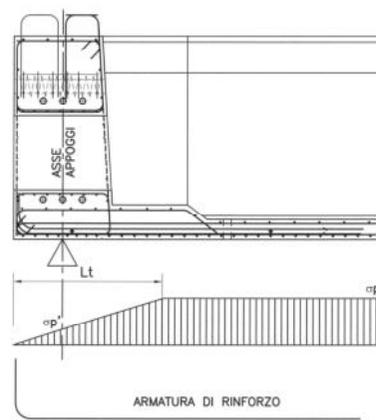


Figura 1.3.2 – Lunghezza di trasferimento della precompressione ed armatura di rinforzo

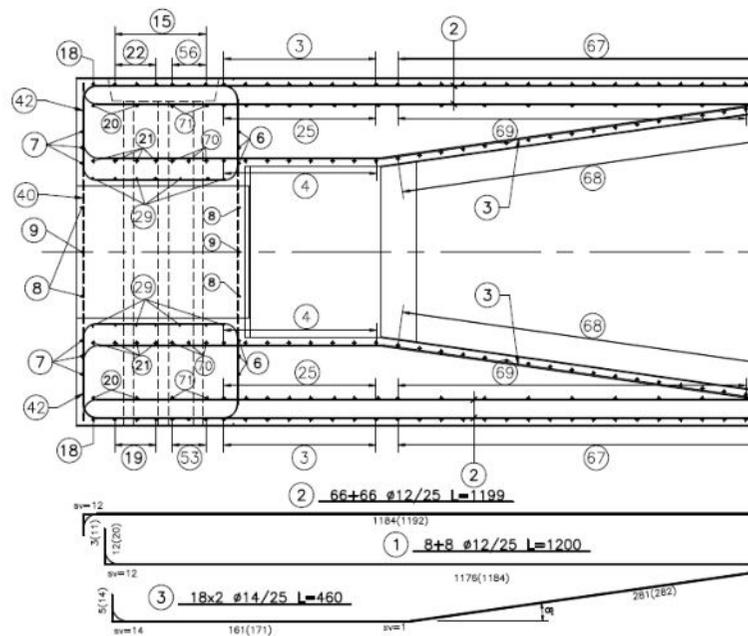


Figura 1.3.3 – Esempio di armatura della testata di una trave pre-tesa a cassoncino: pianta

1.3.1 – TESTATE DI TRAVI PRE-TESE

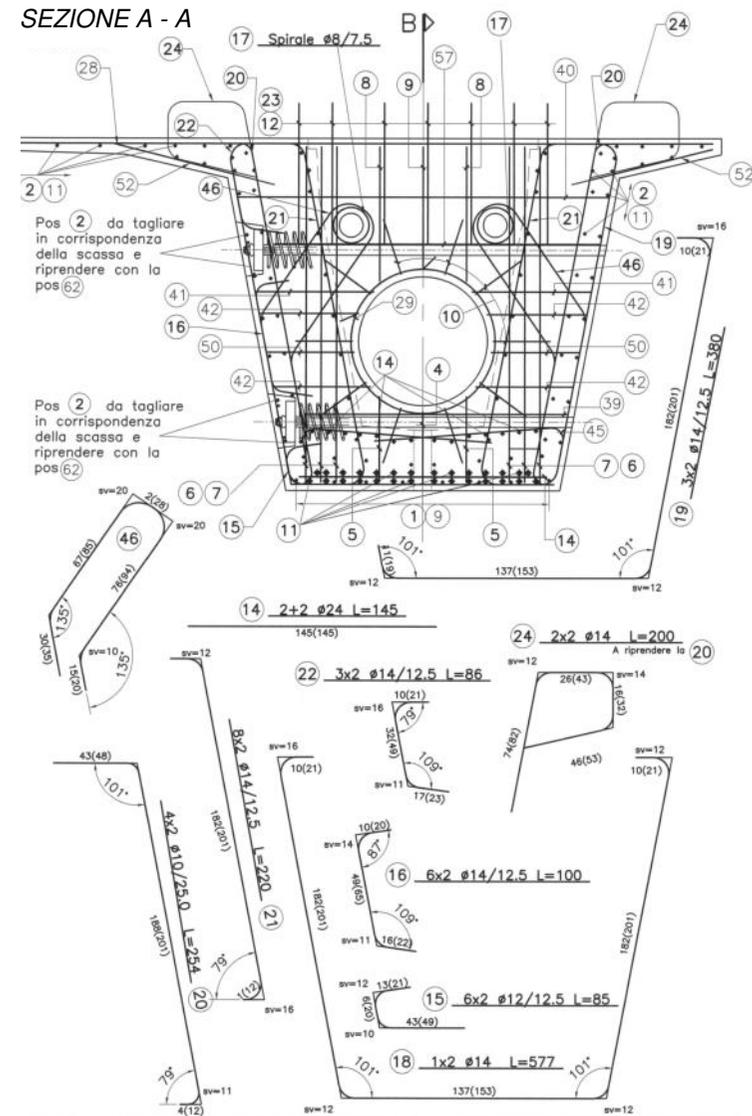


Figura 1.3.4 – Esempio di armatura della testata di una trave pre-tesa a cassoncino: sezione trasversale



Figura 1.3.9 – Posa in opera armatura di cui alla precedente Figura 1.3.8



Figura 1.3.10 – Concio ultimato

1.3.3 FRETTAGGIO ANCORAGGIO ESTERNO ALLE PARETI

Con riferimento alla parte generale di cui al precedente paragrafo 1.3.1.2 “Testate di travi post-tese”, si illustra un caso in cui la testata di ancoraggio è situata in corrispondenza di un apposito “blocco di ancoraggio” esterno alla parete della struttura.

Tale circostanza si ritrova specialmente nel caso di ponti realizzati a sbalzo per conci successivi, per l'ancoraggio dei cavi di 2° fase che realizzano la continuità strutturale tra le varie “stampelle”.

In questo caso l'azione localizzata di precompressione dovrà, a partire dalla testata, diffondersi nelle pareti della trave.

Tale meccanismo è idealizzabile a titolo di esempio mediante lo schema a tiranti (T) e puntoni (C) riportato in figura seguente:

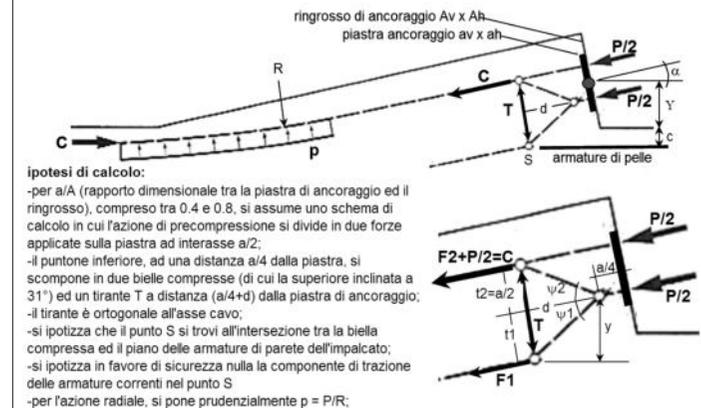


Figura 1.3.11 – Schema a tirante-puntone nel caso di ancoraggi esterni alle pareti

Per situazioni più complesse, non facilmente riconducibili a semplici schematizzazioni come nei casi analizzati, si potrà ricorrere ad indagini agli elementi finiti che consentano di analizzare il reale meccanismo di diffusione degli sforzi, suffragate magari da modellazioni dal vero del dettaglio (Figure 1.3.14 e 15).

Le fondazioni superficiali devono essere progettate per rimanere in campo elastico. Non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.

Le travi di fondazione in c.a. devono avere **armature longitudinali** in percentuale non inferiore allo **0.2%**, sia inferiormente che superiormente, per l'intera lunghezza.

Per quanto riguarda le azioni assiali nei cordoli di collegamento orizzontali tra le fondazioni, nel caso in cui non vengano valutati gli spostamenti relativi del terreno dovuti al sisma di progetto ed i conseguenti effetti nella sovrastruttura, si possono conservativamente assumere i seguenti valori:

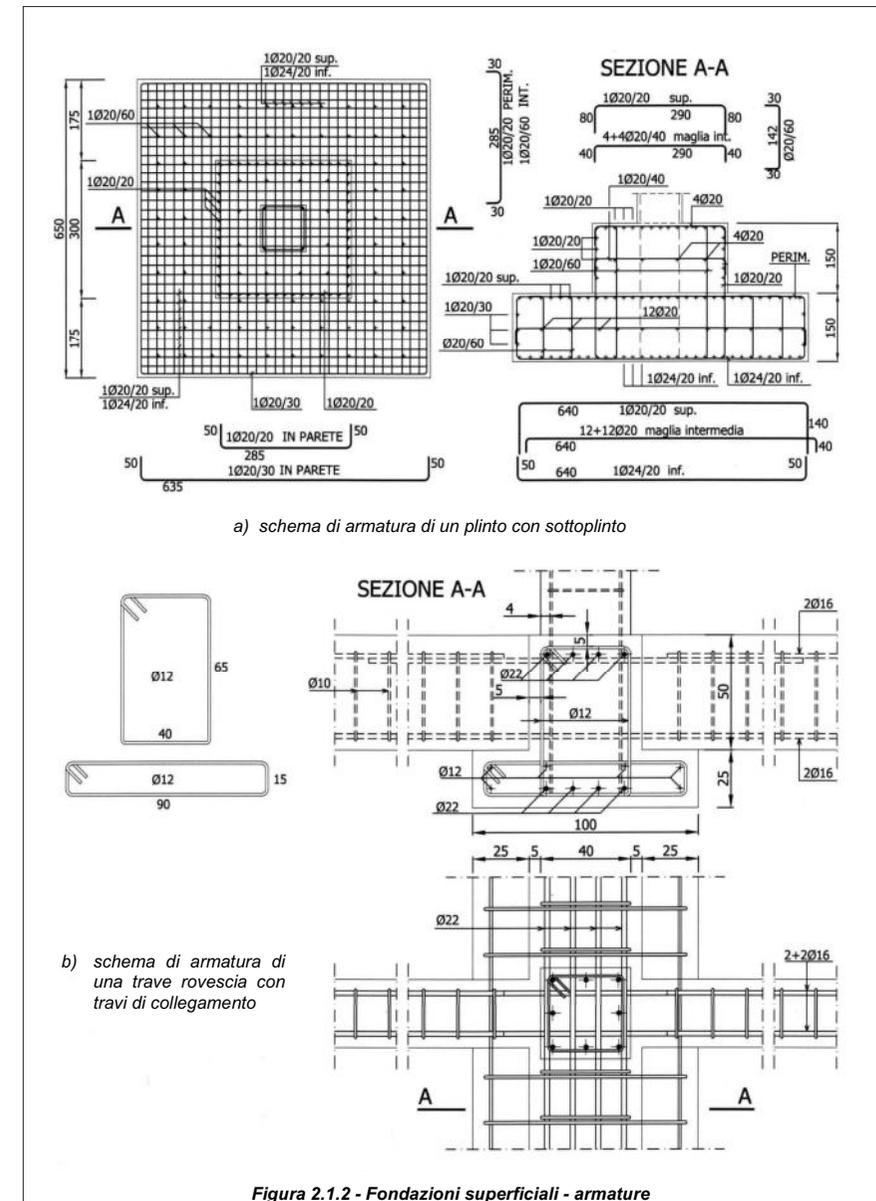
NTC 08
§ 7.2.5.1

- $\pm 0.3 N_{sd} a_{max}/g$ per il profilo stratigrafico di tipo B (*rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*);
- $\pm 0.4 N_{sd} a_{max}/g$ per il profilo stratigrafico di tipo C (*depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti*);
- $\pm 0.6 N_{sd} a_{max}/g$ per il profilo stratigrafico di tipo D (*depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti*);

dove N_{sd} è il valore medio delle forze verticali agenti sugli elementi collegati e a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito.

Ai fini dell'applicazione delle precedenti relazioni, il profilo stratigrafico di tipo E (*terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m*) è assimilato a quello di tipo C se i terreni posti sul substrato di riferimento sono mediamente addensati (terreni a grana grossa) o mediamente consistenti (terreni a grana fina) e a quello di tipo D se i terreni posti su substrato di riferimento sono scarsamente addensati (terreni a grana grossa) o scarsamente consistenti (terreni a grana fina).

Il collegamento tra le strutture di fondazione non è necessario per profili stratigrafici di tipo A (*ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi*) e per siti ricadenti in zona 4.



2.1.2 FONDAZIONI PROFONDE

Una fondazione si definisce profonda (Terzaghi) quando il rapporto tra la profondità e la dimensione minore della base è maggiore di 10.

Le fondazioni profonde, come è evidente, trasferiscono i carichi trasmessi dalle strutture in elevazione al terreno, in profondità, attraverso *pali*, *micropali*, *pozzi* e, talvolta, *pannelli di paratia*.

Si riportano di seguito le tipologie più ricorrenti di **fondazioni su pali**.

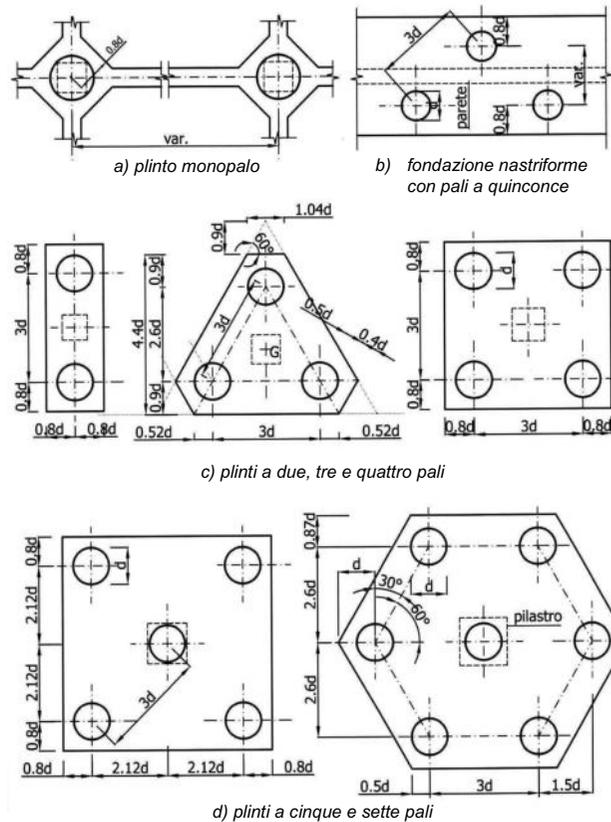


Figura 2.1.3 – Fondazioni su pali - carpenterie

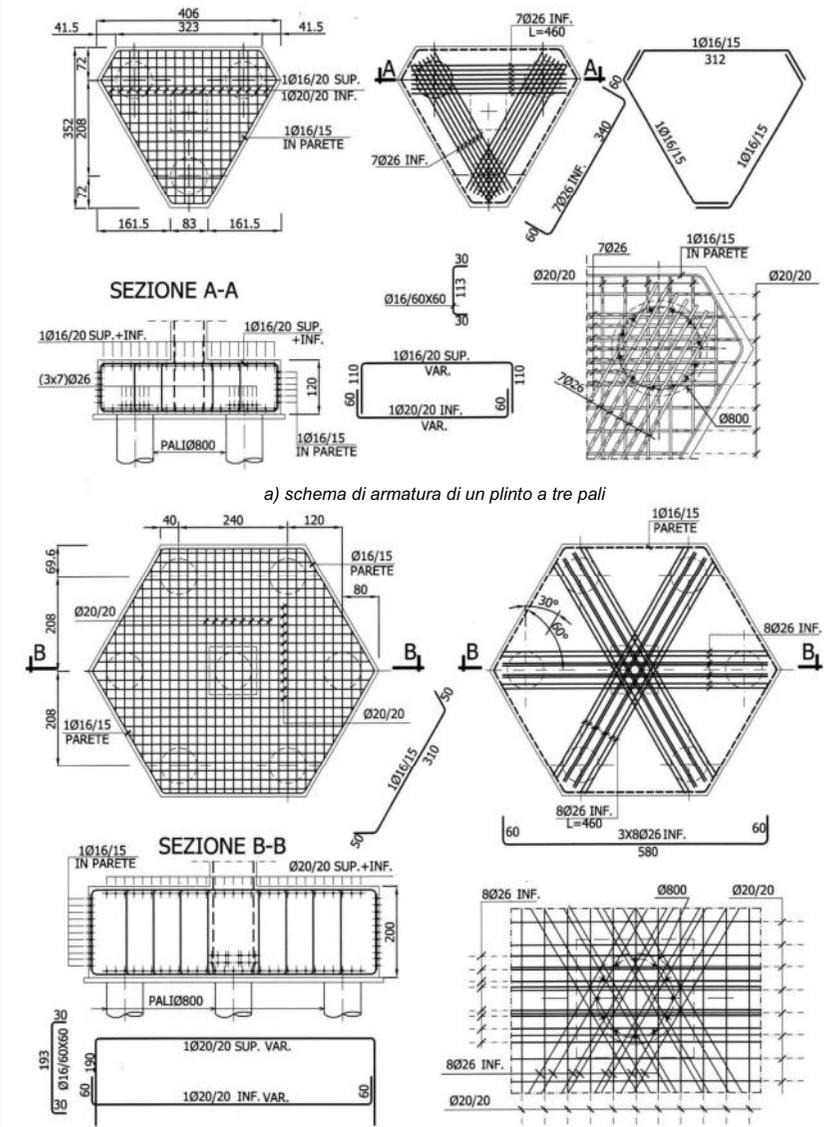


Figura 2.1.4 – Fondazioni su pali - armature

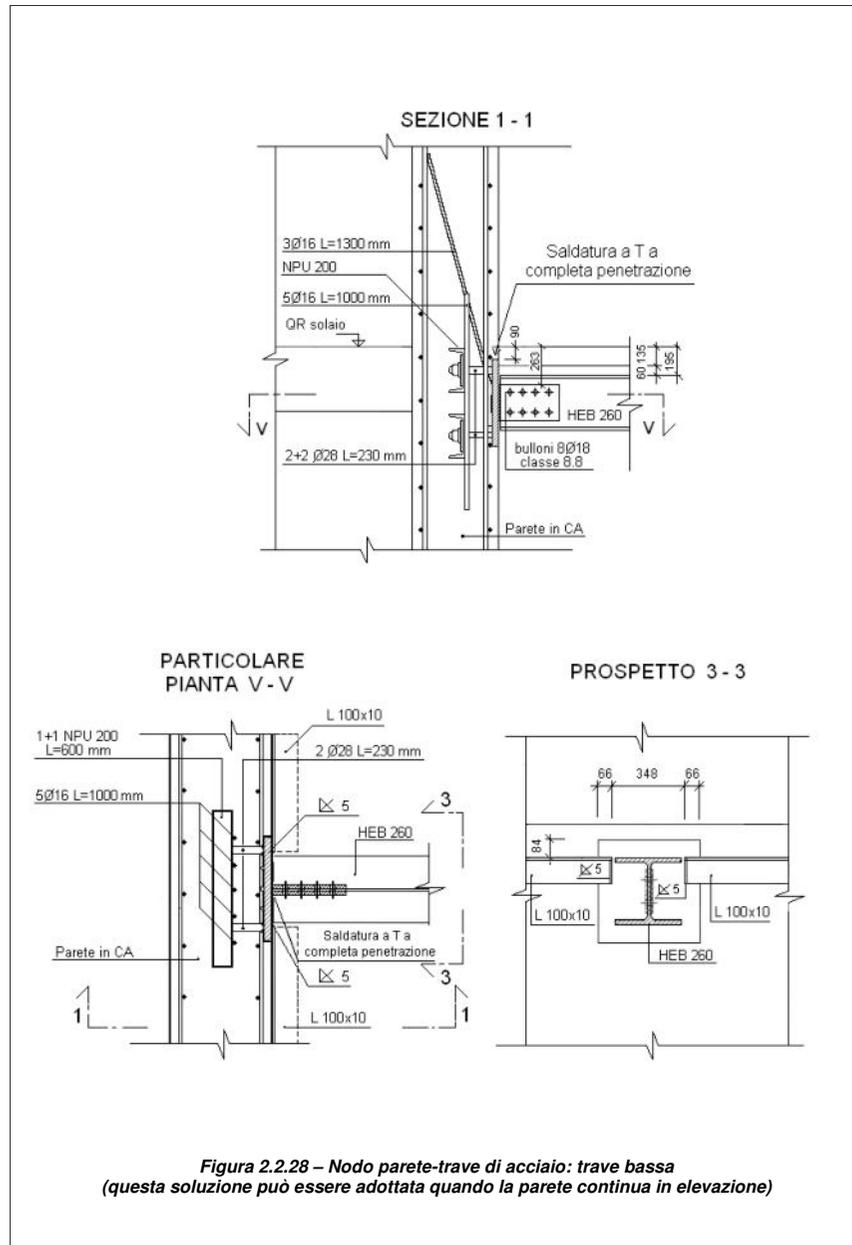


Figura 2.2.28 – Nodo parete-trave di acciaio: trave bassa
(questa soluzione può essere adottata quando la parete continua in elevazione)

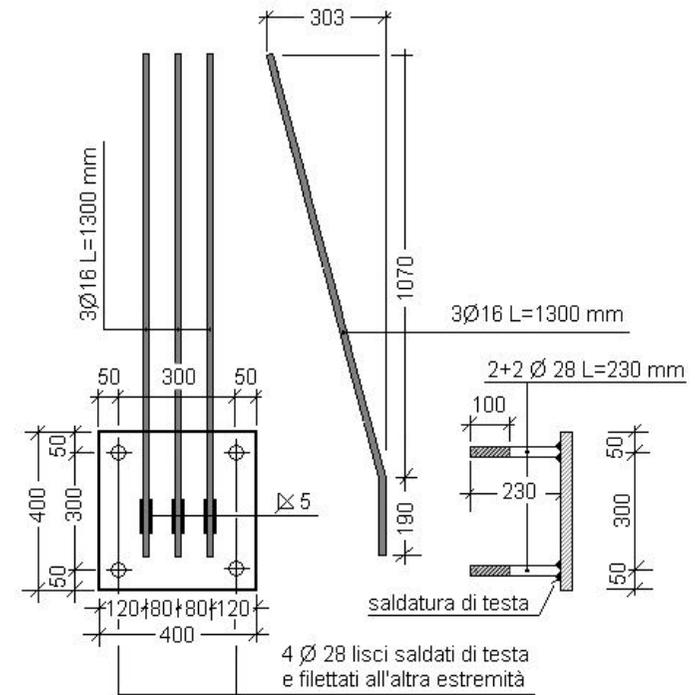


Figura 2.2.29 – Nodo parete-trave di acciaio: trave bassa.
Particolare di una tipologia di blocco di ancoraggio (da realizzare in officina) necessario per trasferire gli sforzi di taglio.

2.3.2 TRAVI

Si riportano le limitazioni geometriche relative alle travi contenute nel cap. 4 e nel cap. 7 delle NTC08.

Si ricorda che le prescrizioni del cap. 4 valgono per elementi strutturali in c.a. in zona non sismica, per elementi non appartenenti al sistema resistente alle azioni sismiche ("elementi secondari") ed ancora per quegli elementi che pur facenti parte del sistema di controvento sono progettati per resistenza e non per duttilità. Per tutti gli altri elementi le prescrizioni del cap. 4 vanno integrate con quelle del cap. 7.

Si riportano inoltre alcune indicazioni aggiuntive riprese dall'EC2 e dall'EC8.

Limitazioni geometriche e zone critiche

La larghezza della trave non deve essere inferiore a 20 cm e, per le travi basse comunemente denominate "a spessore", deve essere non maggiore della larghezza del pilastro, aumentata da ogni lato di metà dell'altezza della sezione trasversale della trave stessa, risultando comunque non maggiore di $2 b_c$, essendo b_c la larghezza del pilastro ortogonale all'asse della trave (Figura 2.3.15).

Il rapporto b/h tra larghezza e altezza della trave deve essere almeno pari a 0,25.

Non deve esserci eccentricità tra l'asse delle travi che sostengono pilastri in falso e l'asse dei pilastri che le sostengono. Esse devono avere almeno due supporti, costituiti da pilastri o pareti. Le pareti non possono appoggiarsi in falso su travi o solette.

Le zone di potenziale formazione di una cerniera plastica sono indicate come zone critiche.

Le zone critiche si estendono, per classe di duttilità bassa (CD"B") e alta (CD"A"), per una lunghezza pari rispettivamente a 1 e 1,5 volte l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro o da entrambi i lati a partire dalla sezione di prima plasticizzazione (Figura 2.3.16).

Per travi che sostengono un pilastro in falso, si assume una lunghezza pari a 2 volte l'altezza della sezione misurata da entrambe le facce del pilastro (Figura 2.3.17).

NTC 08
§ 7.4.6.1.1

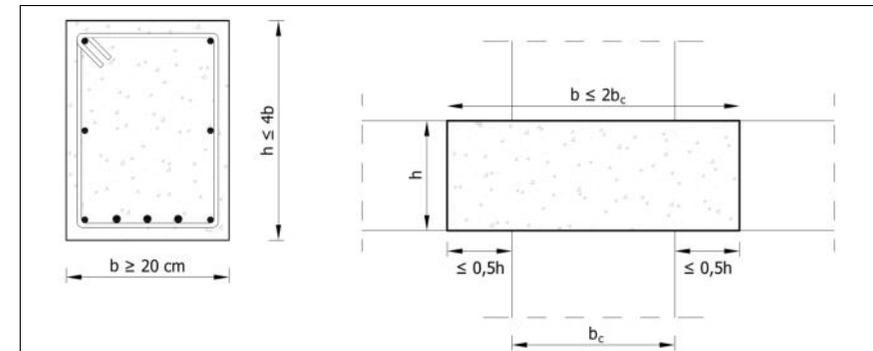


Figura 2.3.15 – Limitazioni geometriche per la sezione di una trave (NTC08 § 7.4.6.1.1)

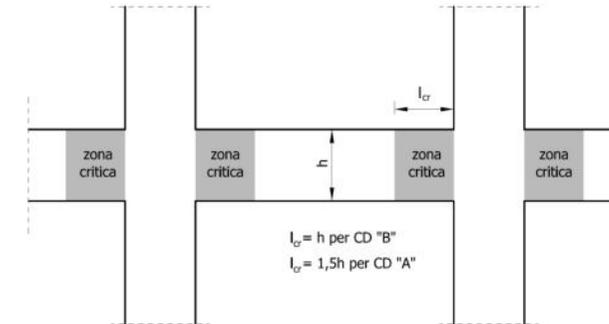


Figura 2.3.16 – Estensione delle zone critiche alle estremità di una trave (NTC08 § 7.4.6.1.1)

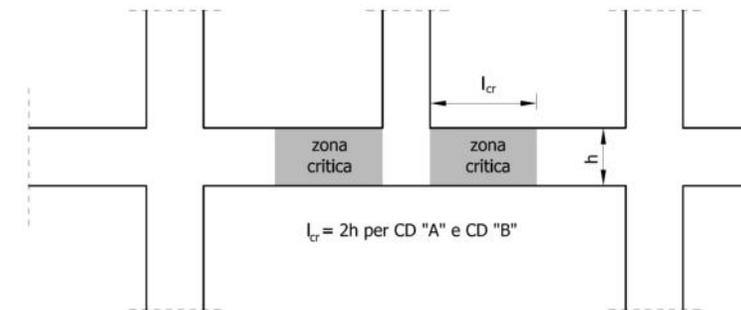


Figura 2.3.17 – Zone critiche in corrispondenza di un pilastro in falso (NTC08 § 7.4.6.1.1)

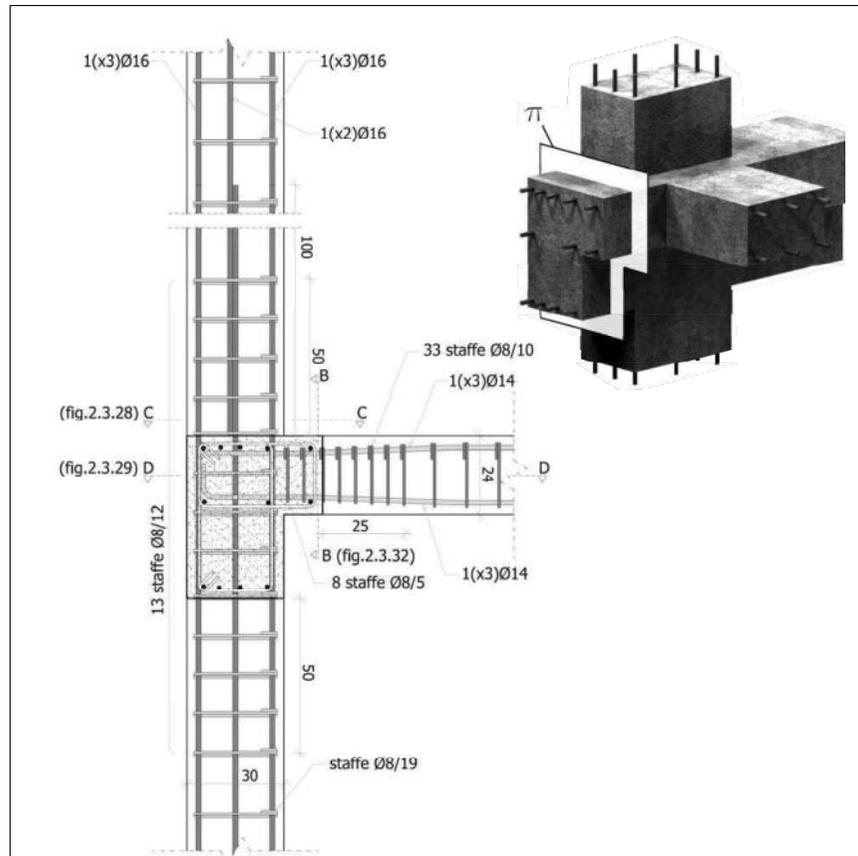


Figura 2.3.30 – Particolare 1: sezione A-A sulla trave a L

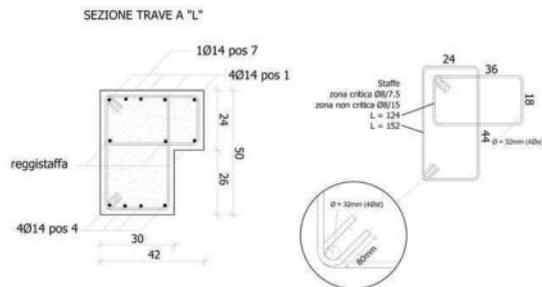


Figura 2.3.31– Particolare 1: sezione e staffe trave a L

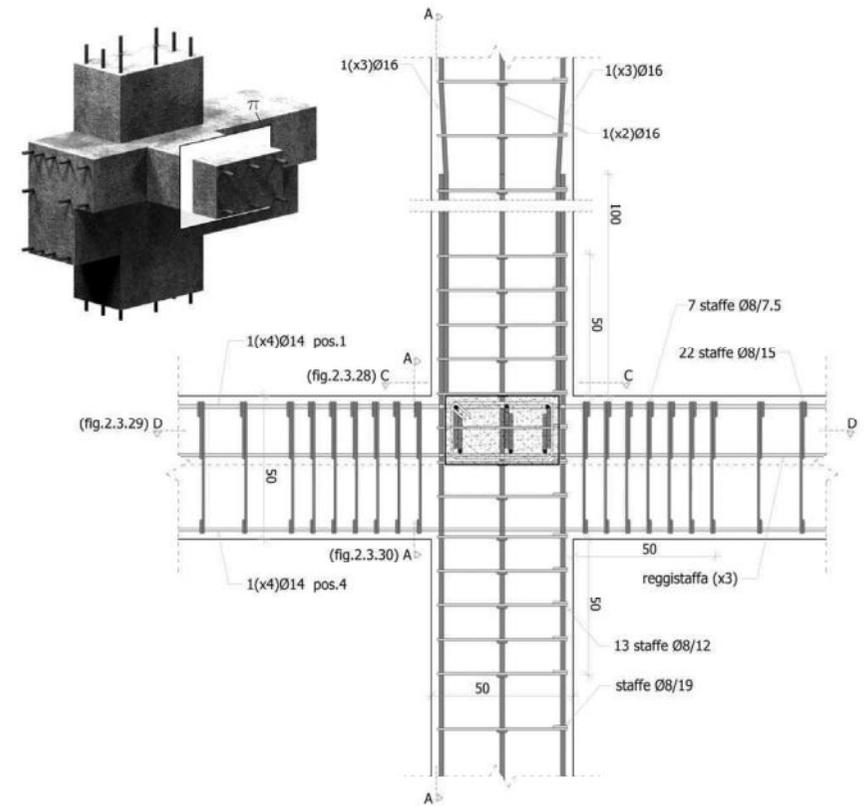


Figura 2.3.32 – Particolare 1: sezione B-B sul cordolo

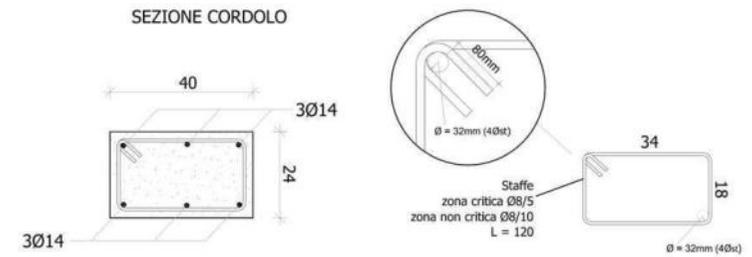


Figura 2.3.33 – Particolare 1: sezione e staffe del cordolo

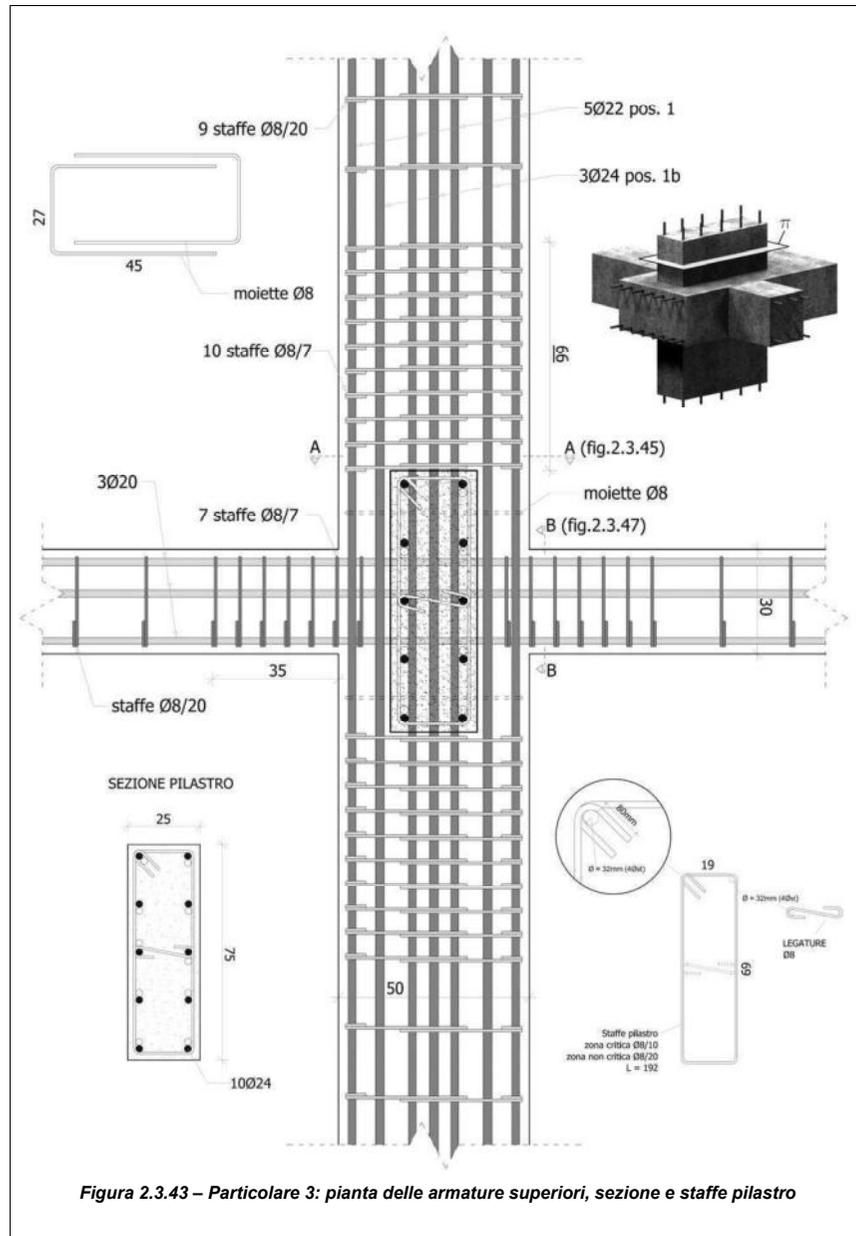


Figura 2.3.43 – Particolare 3: pianta delle armature superiori, sezione e staffe pilastro

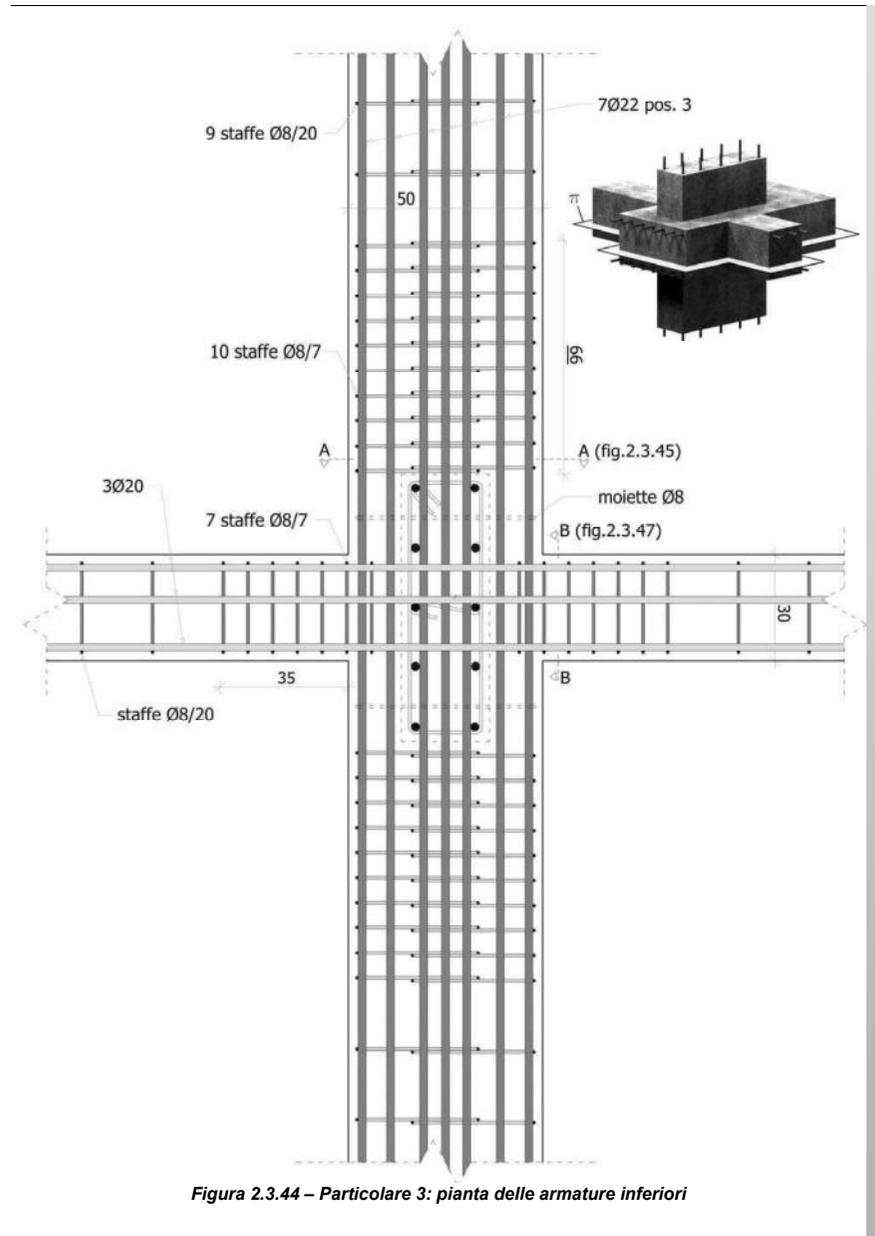


Figura 2.3.44 – Particolare 3: pianta delle armature inferiori

2.5 SOLETTE POST-TESE

2.5.1 PRINCIPALI TIPOLOGIE COSTRUTTIVE

La post-tensione incrementa la capacità portante della soletta e di conseguenza in presenza di carichi importanti è possibile realizzare solette di spessore molto ridotto rispetto quanto previsto nel caso di solette armate convenzionalmente.

Solai post-tesi possono essere composti da calcestruzzo gettato in-situ o un ibrido di calcestruzzo in-situ e prefabbricato. Entrambi possono essere precompressi o con una combinazione di precompressione e armature lenta.

Per campate maggiori di 6 m le solette post-tese hanno un buon rapporto costo-benefici e possono essere realizzate con metodologie differenti.

Le tre principali forme di costruzione sono:

- *Solette piane – da 6 a 13 m*

Una efficiente progettazione può essere ottenuta con una soletta piana, che è idealmente adatta a costruzioni a più piani dove è presente un reticolato di colonne regolare. I benefici di una soletta piana sono i minimi spessori di costruzione, i quali sono adatti a metodologie costruttive rapide.

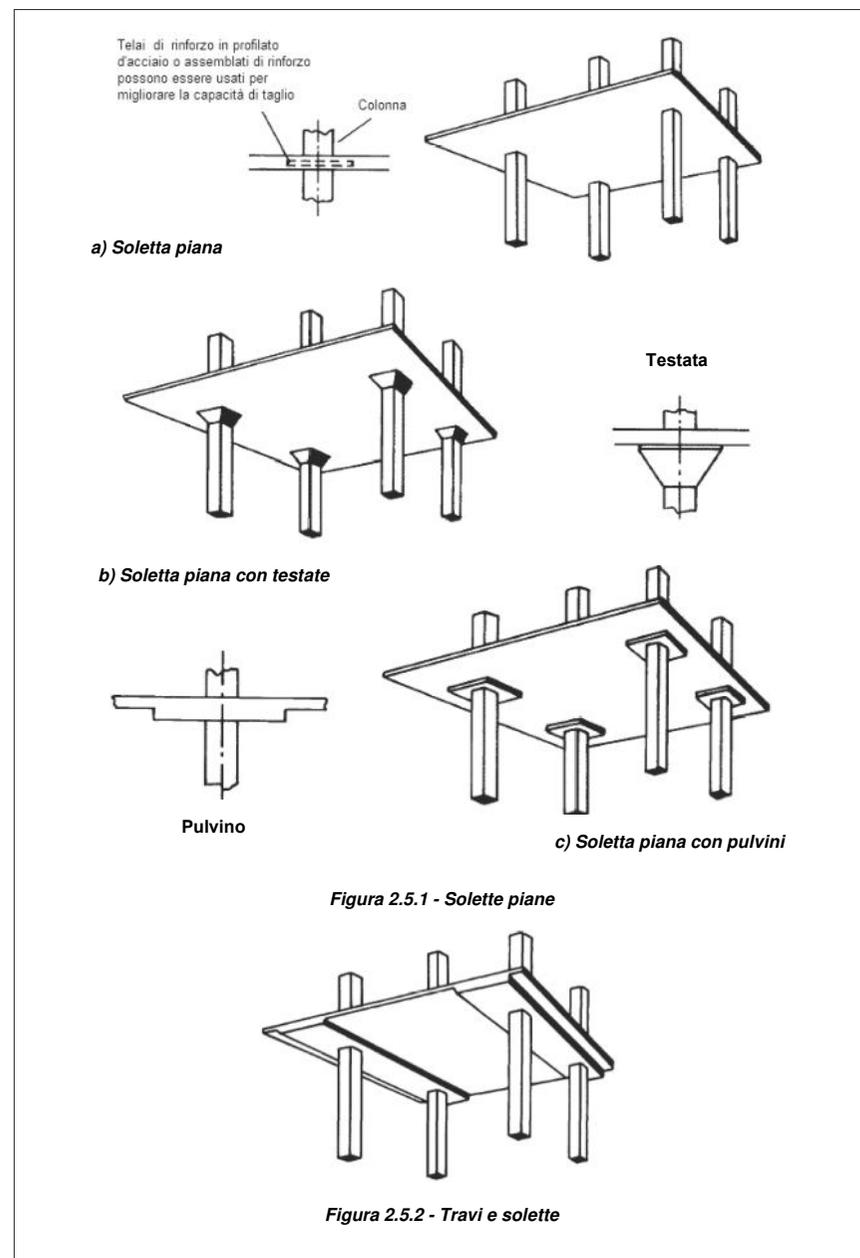
Lo spessore di una soletta piana è solitamente determinato dai requisiti di inflessione massima e dalla resistenza a taglio - punzonamento attorno alla colonna.

La resistenza a taglio può essere incrementata ulteriormente inserendo telai di rinforzo in profilati d'acciaio nello spessore della soletta (Figura 2.5.1 a), testate (b) o pulvini (c).

- *Travi e solette – travi da 8 a 20 m; solette da 7 a 10 m*

Nelle costruzioni moderne, dove c'è generalmente la richiesta di minimizzare gli spessori, l'uso di ampi fasci di travi superficiali è comune.

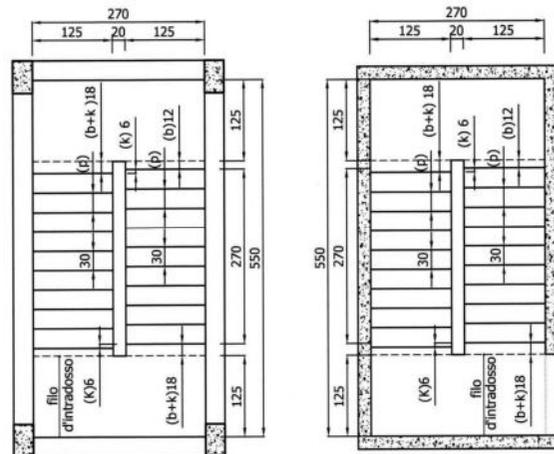
Le travi, che sono sia armate che post-tese, sostengono le solette a una sola campata e trasferiscono i carichi alle colonne (Figura 2.5.2).



2.6 SCALE

Le scale costituiscono gli elementi di comunicazione verticale tra i vari piani di una costruzione. La loro tipologia è vasta e la casistica pressoché infinita, per cui verranno illustrati solo tre esempi di scale a pianta rettangolare ed una scala elicoidale:

- scale a due rampe parallele, con gradini portanti a sbalzo da travi a ginocchio e travi di piano, sostenute da quattro pilastri d'angolo (da sconsigliare per strutture a telaio in zona sismica per la concentrazione di sollecitazioni flettenti e taglianti sui pilastri connessi con le travi a ginocchio);
- scale a due rampe parallele, con gradini portati da solette rampanti vincolate alle pareti perimetrali soltanto in corrispondenza dei ripiani;
- scale a tre rampe con gradini portati da solette rampanti vincolate alle pareti perimetrali soltanto in corrispondenza del ripiano di sbarco e dei due ripiani intermedi;
- scala elicoidale con gradini portati da una soletta ad elica cilindrica incastrata alle due estremità.



a) gradini a sbalzo da travi a ginocchio - b) gradini portati da solette rampanti

Figura 2.6.1 - Scale a due rampe

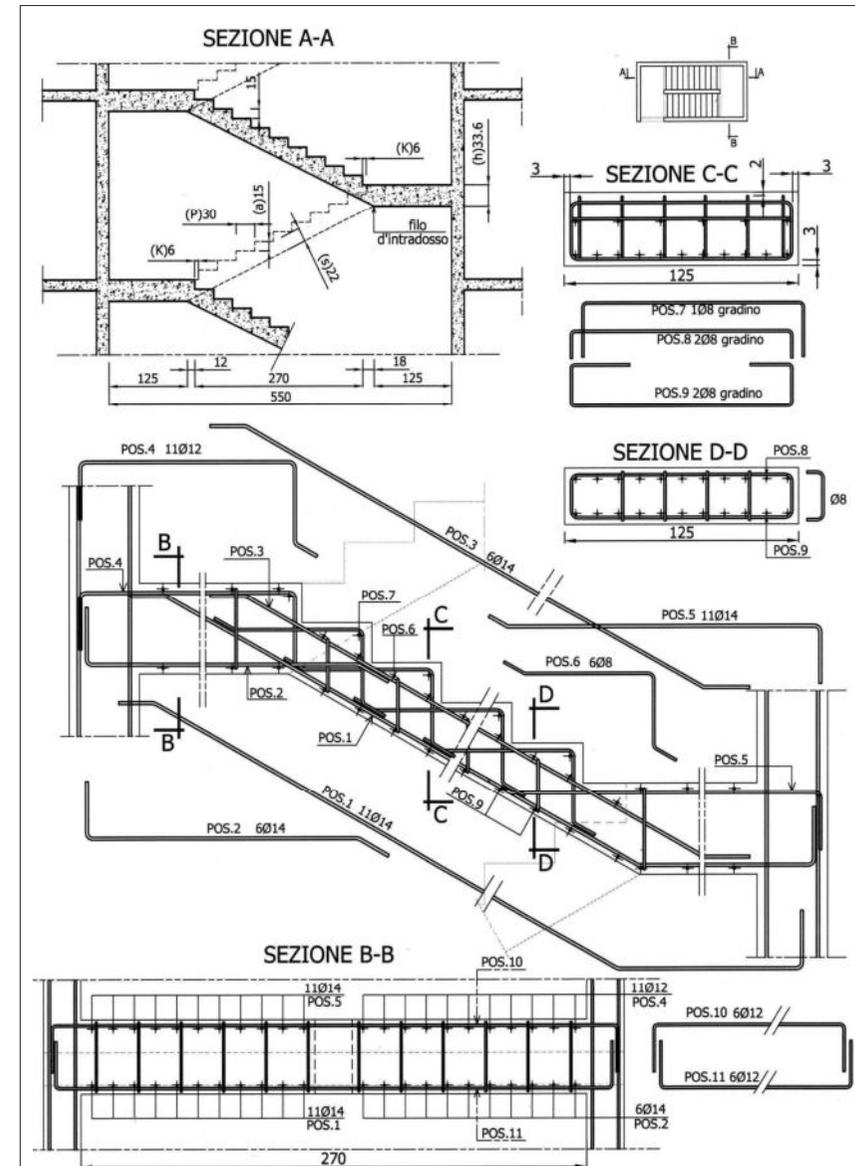


Figura 2.6.2 - Scale con solette rampanti: schemi di armatura

UNI EN 1168

2.8.8 SOLAIO CON LASTRA ALVEOLARE

La lastra alveolare, larga di norma 1,20 metri, è composta di solo calcestruzzo precompresso con vuoti longitudinali di alleggerimento. Il collegamento con le strutture di contorno avviene con un getto integrativo previo posizionamento di idonee armature di collegamento inserite in opera nelle canalette di unione tra lastre adiacenti ed in apposite scanalature praticate in numero e lunghezza adeguata nelle testate (Figure da 2.8.26 a 2.8.30).

Questi efficaci collegamenti con le strutture di contorno, che rendono monolitico l'intero impalcato, permettono di impiegare i solai alveolari in presenza di qualsiasi esigenza strutturale, anche sismica, e permettono altresì il loro conveniente impiego in associazione con tutti i tipi di strutture portanti tradizionali gettate in opera, prefabbricate ed in acciaio.

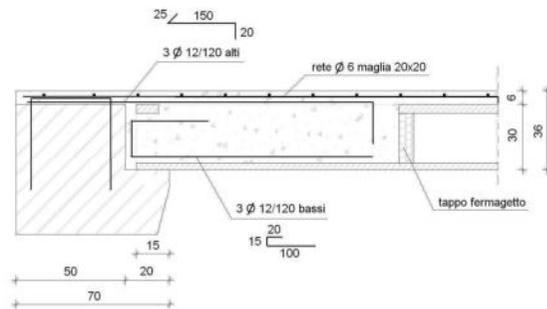


Figura 2.8.26 – Esempio di collegamento con trave di bordo

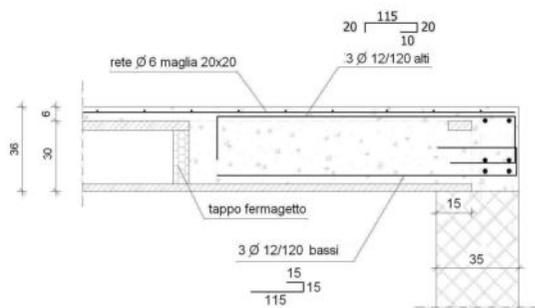


Figura 2.8.27 – Esempio di collegamento con muratura laterale

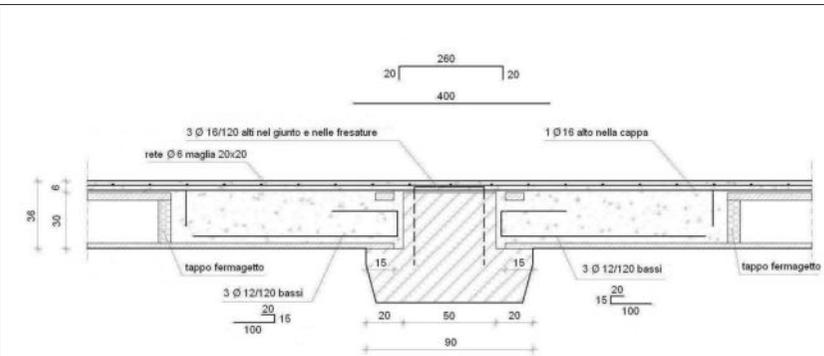


Figura 2.8.28 – Esempio di collegamento con trave centrale

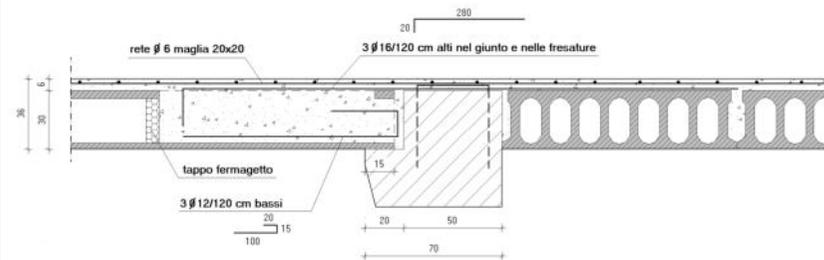


Figura 2.8.29 – Esempio di collegamento con trave centrale di impalcato a diversa orditura

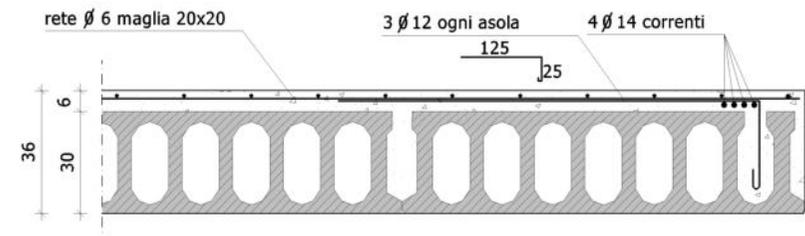


Figura 2.8.30 – Esempio di incatenamento laterale

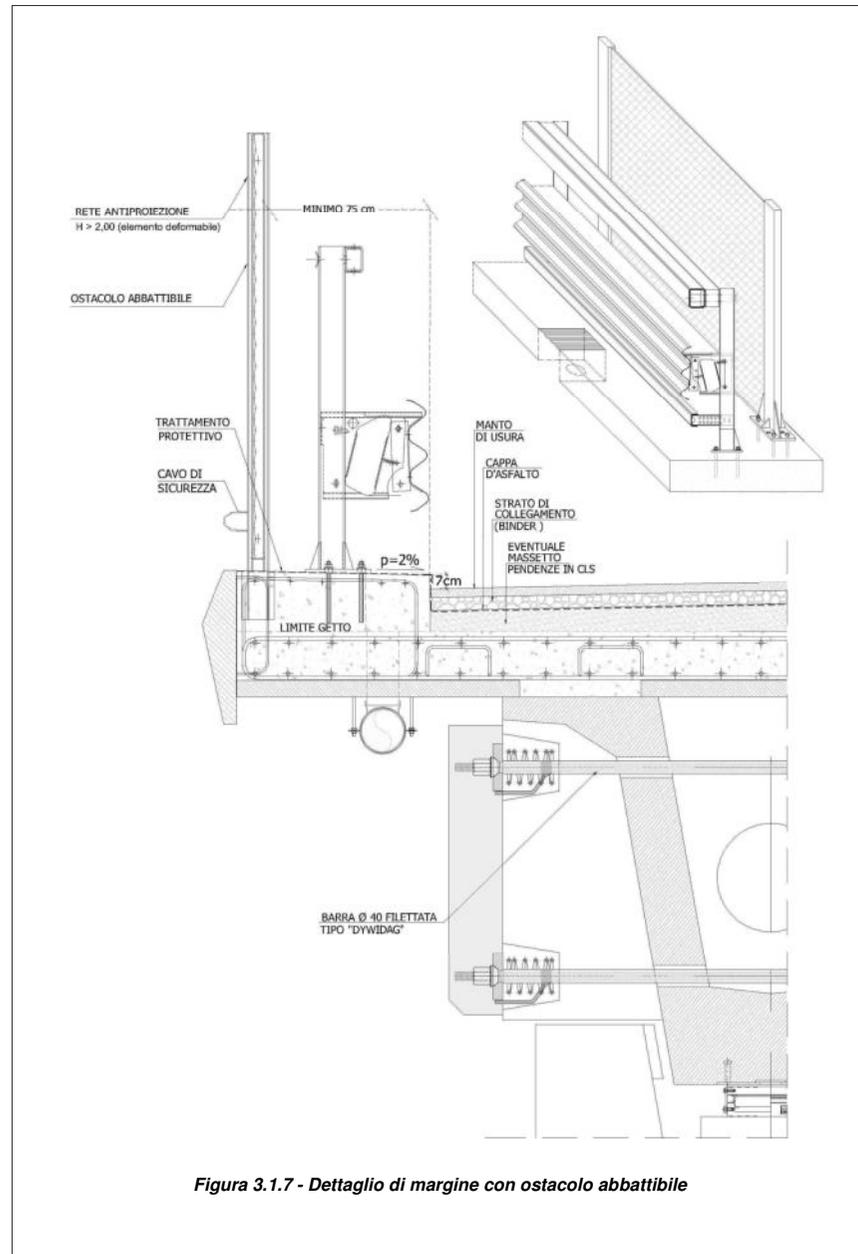


Figura 3.1.7 - Dettaglio di margine con ostacolo abbattibile

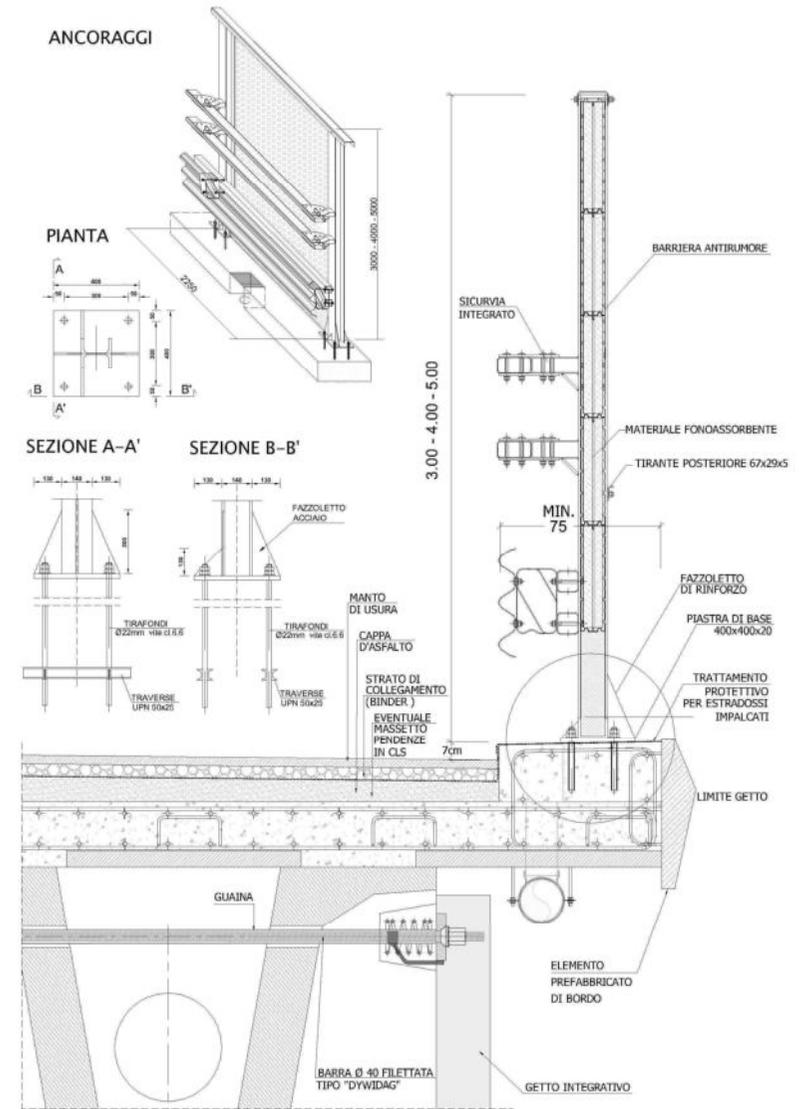


Figura 3.1.8 - Dettaglio elemento di margine con barriera di sicurezza fonoassorbente integrata

3.1.4 TIPOLOGIE DI IMPALCATO STRADALE

Da un punto di vista tipologico (Figura 3.1.10) le soluzioni adottate in campo stradale per la realizzazione di strutture a travata con pile in c.a. per ponti e viadotti sono così suddivisibili:

- a) impalcati a solettone;
- b) impalcati a travi in cemento armato prefabbricate precomprese (c.a.p.) e soletta in cemento armato collaborante;
- c) impalcati a travi in acciaio e soletta in calcestruzzo collaborante.

La scelta della tipologia di impalcato è determinata sia da valutazioni di carattere geometrico (ad es. rapporti luce campata/altezza pila, raggi di curvatura o rotazione di sagoma) che economico.

In particolare per viadotti di modesta altezza e luce, quali rampe o attraversamenti in ambito urbano, possono trovare maggiore impiego impalcati a solettone, mentre per scavalchi di maggiori luce o altezze di pila vengono preferiti impalcati in c.a.p. ovvero le sezioni miste acciaio calcestruzzo.

Nel seguito verranno analizzati i soli impalcati in c.a.p. composte da travi precomprese a fili aderenti e soletta collaborante.

3.1.5 IMPALCATI IN C.A.P.

Sono costituiti da travi prefabbricate precomprese, realizzate in genere in stabilimento, solidarizzate per mezzo dei traversi e della soletta gettata in opera; la precompressione delle travi avviene mediante trefoli rettilinei, tesi fra le testate dei casseri prima del getto, disposti secondo lo schema previsto dal progettista.

A seconda del tipo di sezione trasversale, le travi prefabbricate possono essere raggruppate in due famiglie: le travi ad omega (o cassoncini sia ad ala larga che normale) o le travi a "I" (o a doppio T, sia ad ala larga che normali).

La disposizione, il numero e la tipologia di travi da utilizzare è funzione della luce della campata e della larghezza trasversale della soletta.

Ai fini di un predimensionamento, si può fare utile riferimento agli abachi forniti dai vari produttori di travi prefabbricate.

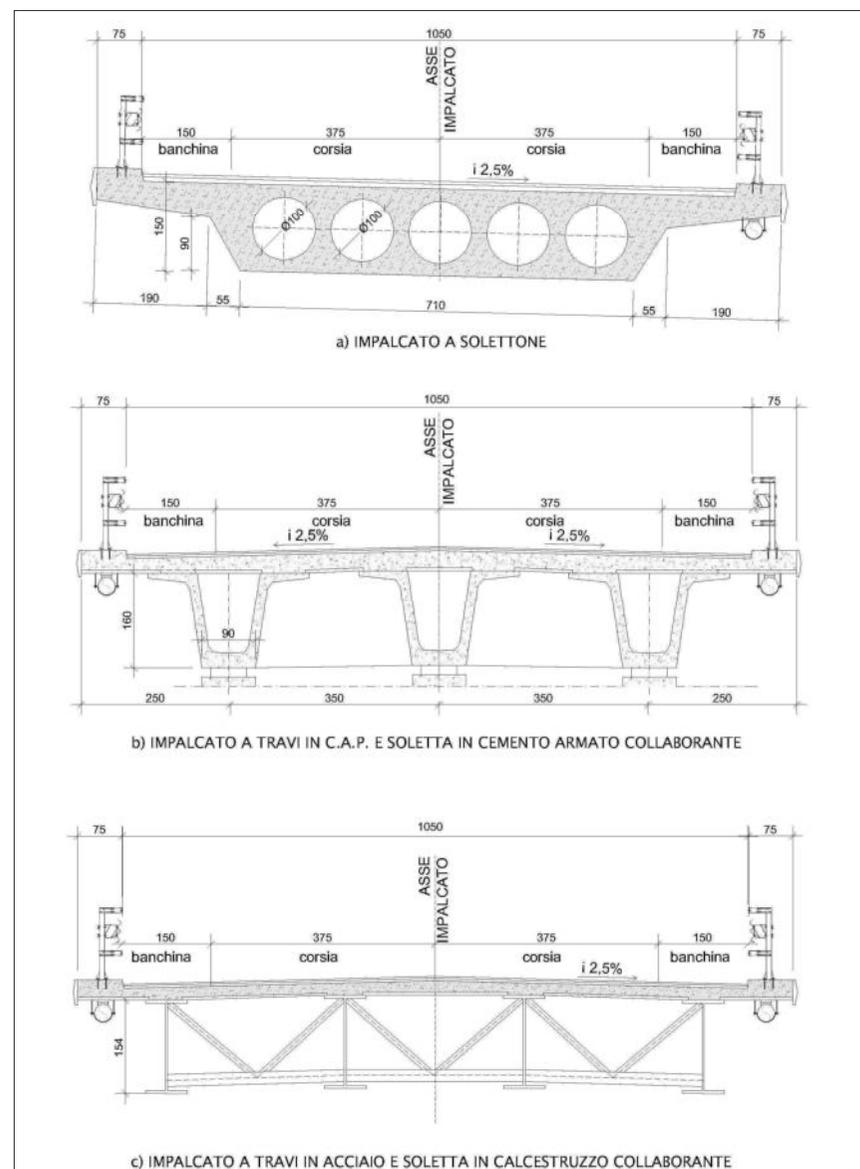


Figura 3.1.10 - Tipologie di impalcati stradali

3.1.8 SISTEMI DI PROTEZIONE SISMICA

La struttura del ponte deve essere concepita e dimensionata in modo tale che, qualora soggetta ad un'azione sismica allo SLV, sia in grado di resistere in campo elastico (Strutture a Bassa Duttilità) ovvero di formare un meccanismo dissipativo stabile.

Il meccanismo dissipativo si può realizzare mediante la formazione alla base delle pile di cerniere plastiche a comportamento duttile (Strutture ad Alta Duttilità), ovvero inserendo opportuni sistemi di dissipazione isteretica o viscosa che disaccoppino il moto dell'impalcato da quello delle sottostrutture.

Tutte le altre parti della struttura non interessate dai meccanismi dissipativi o di isolamento devono rimanere in campo elastico.

Le tipologie di dispositivi antisismici e le loro caratteristiche prestazionali sono indicate nel DM 2008 al § 11.9.

Da un punto di vista costruttivo è possibile equipaggiare i tradizionali apparecchi di appoggio con sistemi dissipativi, isteretici o viscosi posti in parallelo (sistemi a Reazione Tagliante), ovvero suddividere le funzioni, distinguendo il compito di sostenere le azioni verticali da quello di assorbire le azioni orizzontali (sistemi a Reazione Assiale).

La risposta sismica delle strutture può essere altresì modificata prevedendo l'inserimento di opportuni sistemi di isolamento i quali, pur rimanendo in campo elastico, permettono di spostare il periodo di risposta della sovrastruttura verso frequenze non sensibili alla sollecitazione sismica.

A fronte della formazione di meccanismi dissipativi o della adozione di sistemi di isolamento si devono prevedere in estremità delle opere d'arte opportuni varchi in grado di evitare fenomeni di martellamento fra le strutture adiacenti; tali varchi vengono coperti da apparecchi di giunto progettati in maniera tale da permettere spostamenti coerenti al sistema di vincolo e dissipazione adottato.

Sistemi di protezione sismica a reazione assiale

Si tratta di sistemi di vincolo il cui compito è quello di assorbire l'energia sismica mediante dissipazione, isteretica o viscosa, ovvero di modificare la risposta dinamica della sovrastruttura mediante deformazioni elastiche del dispositivo, qualora soggetti ad azioni sismiche assiali dell'impalcato.

NTC 08
§ 11.9

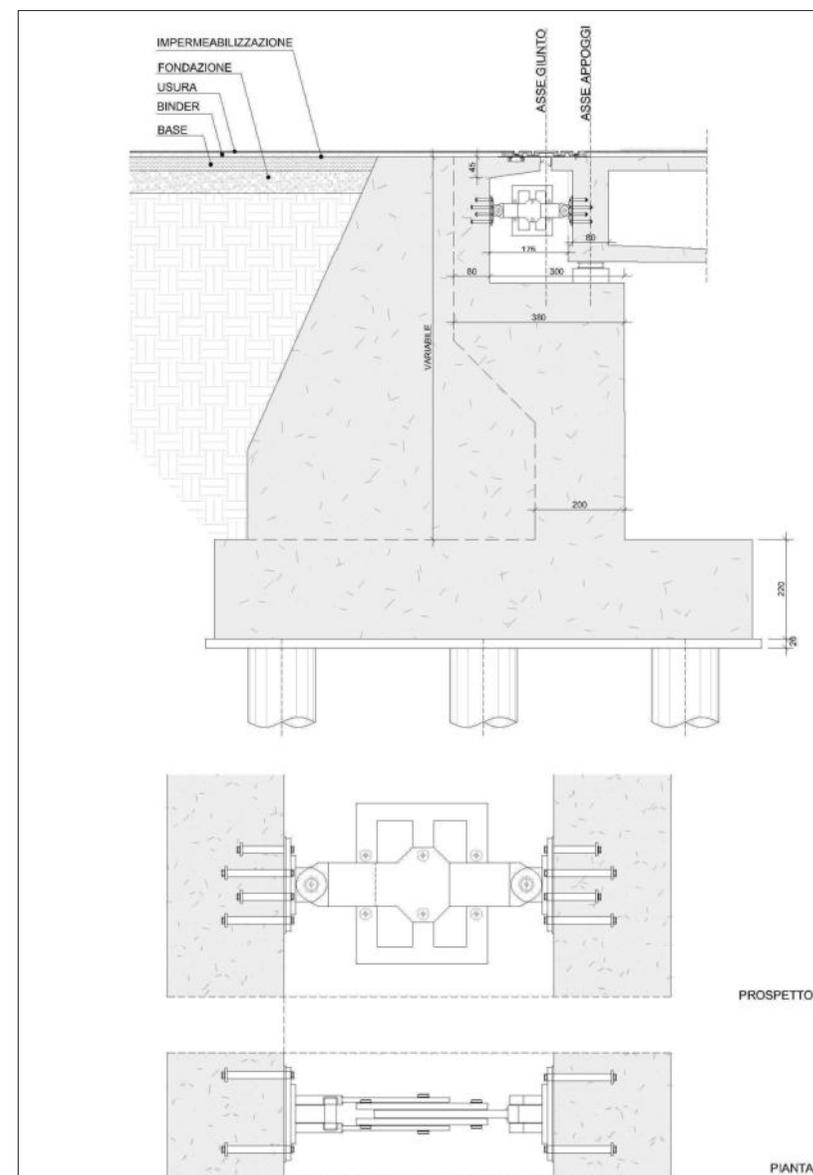


Figura 3.1.25 - Sistemi di protezione sismica a reazione assiale

3.1.11 ARMATURA BAGGIOLI

I baggioli sono l'elemento strutturale interposto tra l'apparecchio di appoggio e la sottostruttura che sostiene le travi principali.

Strutturalmente, il baggiolo ha la funzione primaria di trasferire il carico verticale dagli appoggi alle sottostrutture ed eventualmente anche forze orizzontali in caso di appoggi fissi o unidirezionali; in tal caso, occorrerà prevedere apposite ceche per il fissaggio dei perni, in genere realizzate mediante guaine metalliche come rappresentato in figura 3.1.37.

Le armature del baggiolo si comporranno innanzitutto di staffe chiuse, a due o più braccia, necessarie a confinare l'espansione trasversale indotta dagli ingenti carichi assiali (Pos. A e B di figura seguente e Pos. 2 e 3 di figura 3.1.38); nel caso di forze orizzontali ci saranno inoltre staffe di connessione, generalmente calcolata a taglio puro, essendo tali elementi piuttosto ribassati (Pos. C di figura 3.1.37 e Pos. 4 di figura 3.1.38).

Sempre in figura 3.1.38 si riporta inoltre un esempio di frettaggio del pulvino in corrispondenza dei punti di sollevamento dell'impalcato mediante martinetti (Pos. 1 e 5).

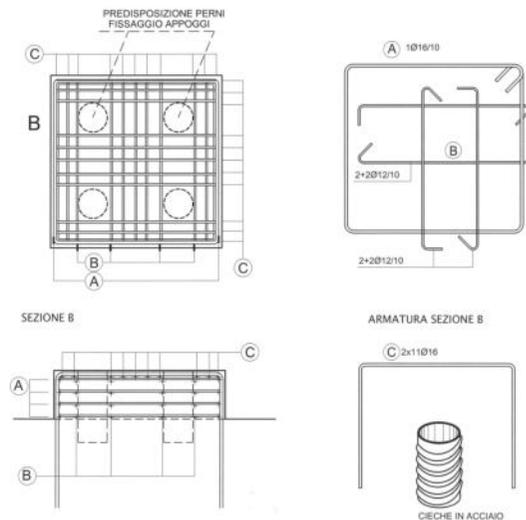


Figura 3.1.37 – Armatura del baggiolo con ceche per l'alloggiamento delle zampe di collegamento degli appoggi

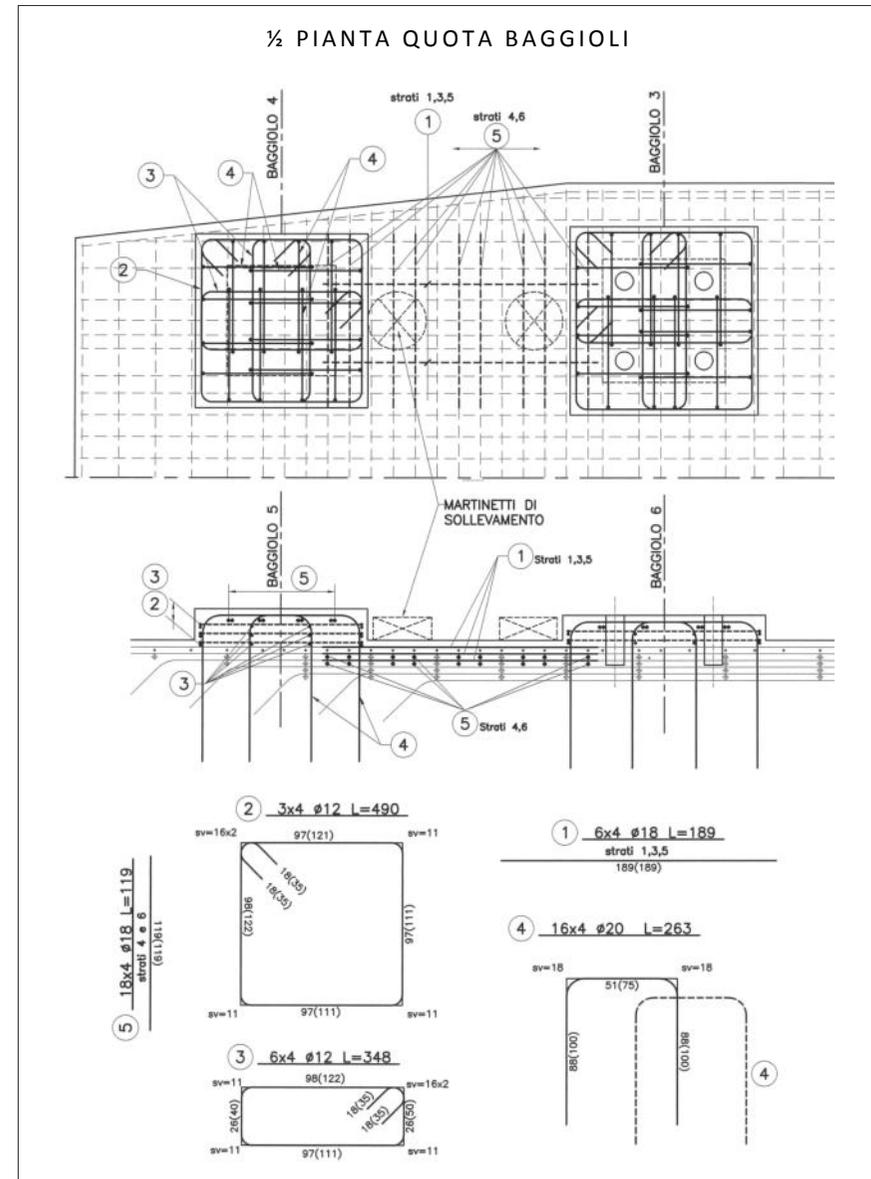


Figura 3.1.38 – Esempio di armatura costruttiva dei baggioli e frettaggio dei punti di sollevamento

3.2.3 IMPALCATO A 4 CASSONCINI

3.2.3.1 Carpenteria dell'impalcato

Caratteristica dell'impalcato ferroviario, nei casi di presenza di curve planimetriche, è quella di mantenere le caratteristiche di sezione trasversale degli impalcati in rettilineo. In particolare, gli apparecchi d'appoggio sono posizionati sullo stesso allineamento orizzontale, la conformazione a schiena d'asino della soletta di impalcato viene mantenuta, mentre ciò che varia è unicamente la sagomatura del ballast, per il quale si prevede una opportuna sopraelevazione del binario, variabile in funzione del raggio di curvatura, della velocità della linea e del tipo di convogli in transito.

Per l'impalcato a cassoncini (Figura 3.2.3), tipologia assai diffusa in ferrovia, è possibile generalmente prevedere luci asse-pila-asse-pila pari a 25 m, fino ad un massimo di 30 m.

La tipologia viene realizzata impiegando 4 travi prefabbricate, precomprese a fili aderenti, con sezione a cassoncino aperto superiormente, che vengono solidarizzate mediante la precompressione dei trasversi e successivamente completate con il getto in opera della soletta in c.a.

L'altezza della trave è pari a 2,10m (per $L=25$ m), l'altezza minima interna è pari a 180cm, le anime hanno spessore 16cm in campata e 20cm in testata, hanno inclinazione del 15% sulla verticale; il bulbo inferiore della trave ha spessore minimo di 28cm in campata. I quattro trasversi hanno uno spessore medio di 40cm.

Sul fondello della trave sono previsti dei fori di scolo per le acque che accidentalmente si infiltrassero all'interno dei cassoncini.

In fase di progettazione della soletta di completamento, occorre porre attenzione alla posizione di eventuali pali di trazione elettrica (pali T.E.) ricadenti sull'impalcato. In questo caso è necessario predisporre dei fori in soletta mediante tubi in materiale plastico, nei quali passeranno i tirafondi dei pali, da ancorarsi mediante utilizzo di contropiastre in intradosso. Nel posizionare tali fori occorre verificare che non vi siano interferenze con le travi prefabbricate sottostanti.

Con interasse delle pile 25 m (portata teorica 22.80), la lunghezza della trave è pari a 24,30 m e pesa circa 85 t. Il peso dell'impalcato è pari a circa 30 t/m.

RFI ponti
§ 2.1.1.c
§ 2.2.4.a

§ 2.1.1.e

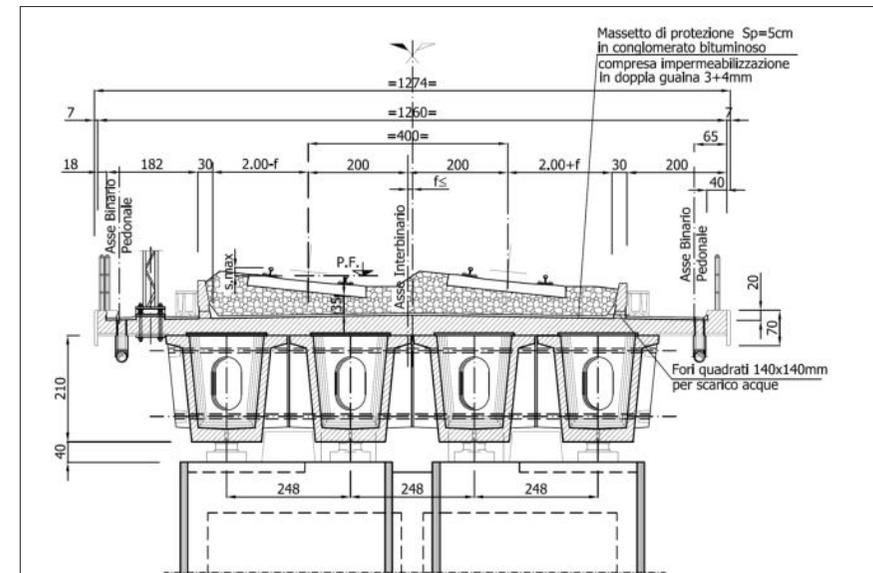


Figura 3.2.3 - Impalcato a doppio binario in curva ($L=25$ m, linea lenta): sezione trasversale

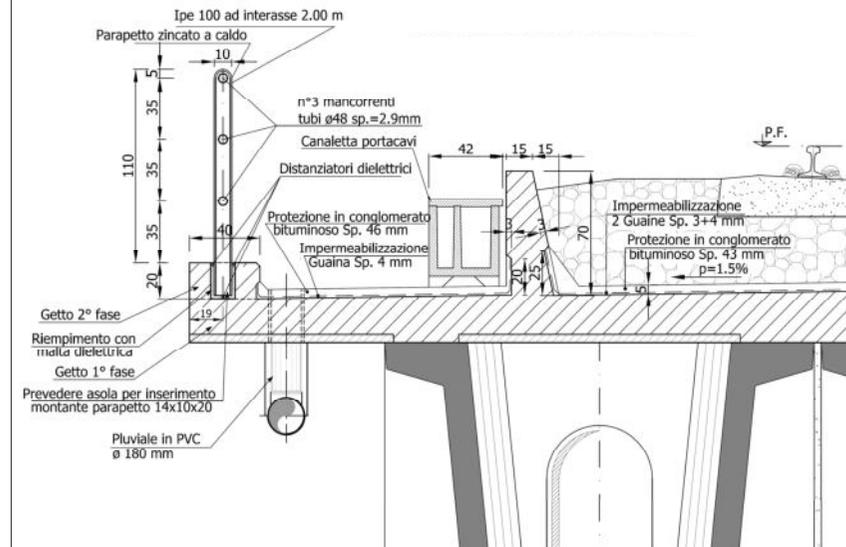


Figura 3.2.4 - Elementi tipici dell'impalcato ferroviario: piattaforma e particolari costruttivi

3.3.8 GALLERIE PARAMASSI

Nel caso di attraversamenti parietali o a mezza costa di versanti acclivi possono essere realizzate le gallerie artificiali con delle aperture lungo il muro di paramento posto dal lato valle; si tratta delle cosiddette gallerie paramassi (figura 3.3.13).

Esse infatti, possono avere anche il compito di proteggere la sede stradale dalla caduta di massi provenienti dal versante, talvolta contenendone l'impatto e evitando la loro rovina sul versante di valle.

Da un punto di vista esecutivo vengono realizzate con il metodo B-U; si caratterizzano per avere dal lato valle un telaio composto da pilastri e travi su cui poggia il solettone di copertura.

La copertura e il rinterro presentano le stesse caratteristiche e modalità esecutive della galleria artificiale a sezione scatolare; al fine di attutire l'energia della caduta di massi possono essere eseguiti dei rinterri con materiale arido non compattato eventualmente integrato con un cuneo di materiale arido per evitarne il rimbalzo e la caduta sottostante.

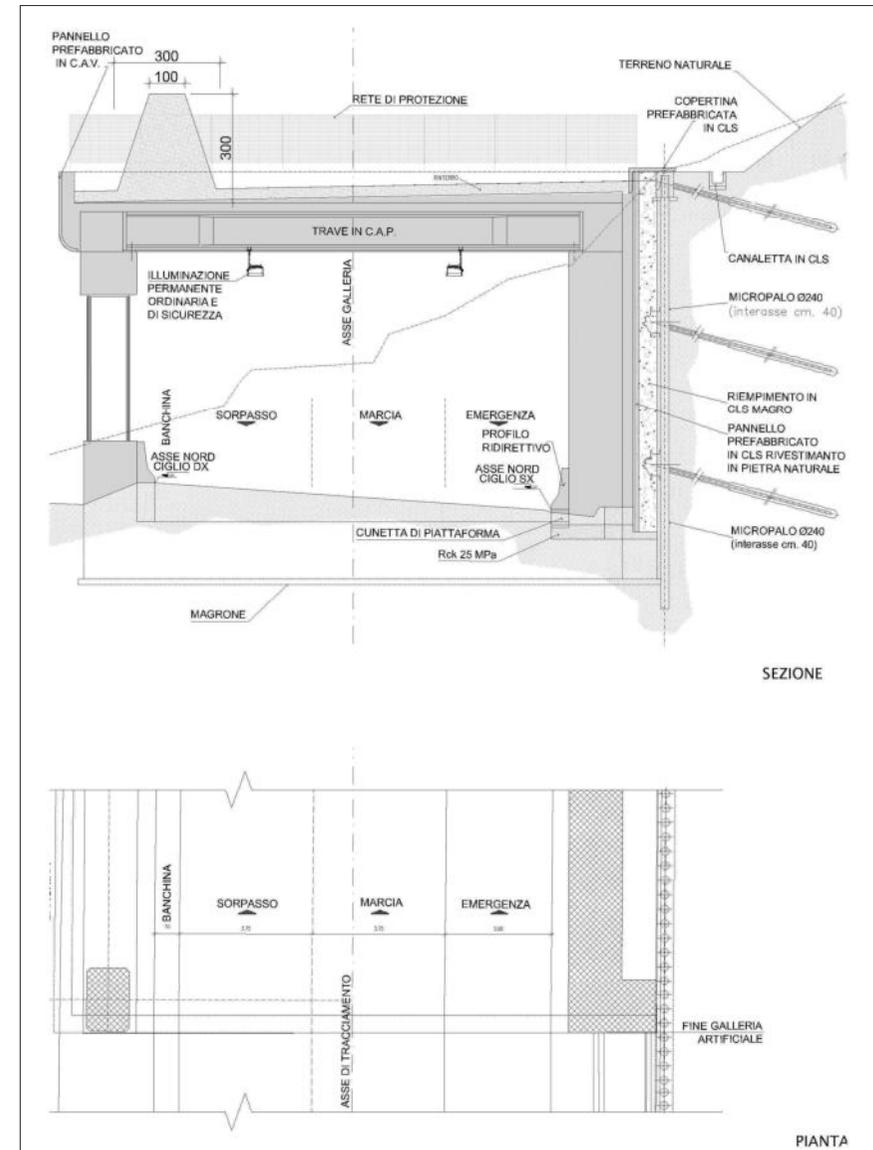


Figura 3.3.13 - Sezione tipo di una galleria artificiale sinestrata paramassi

3.4 MURI CONTROTERRA

I muri di sostegno hanno lo scopo di prevenire lo smottamento di pendii naturali o di assicurare la stabilità di pendii artificiali sagomati con pendenze superiori alla pendenza di equilibrio naturale.

Da questo punto di vista si distinguono:

- i muri di sostegno in sterro o di controripa, che hanno il compito di sostenere il fronte scavo a monte e consentono di formare uno sbancamento a valle;
- i muri di sostegno in rilevato o di sottoscarpa, che hanno il compito di sostenere il rilevato a monte.

3.4.1 MURI DI SOTTOSCARPA

Vengono realizzati per sostenere la sede stradale dal lato valle.

Sono manufatti in cemento armato gettato in opera che possono essere posti a ridosso della sede stradale, come nella figura 3.4.1, ovvero più a valle per costituire elemento di pulizia e finitura del rilevato.

In figura viene riportata la carpenteria e l'armatura di un muro di sottoscarpa posto a ridosso della sede stradale.

Si evidenzia la presenza a tergo di esso di un riempimento con rinterro di materiale drenante, realizzato con pietrisco protetto da geotessile anticontaminante.

Alla base di tale riempimento è presente un tubo microforato con il compito di raccogliere le acque di filtrazione e allontanarle dalla parete di sostegno.

Le armature di forza sono disposte al di sotto di quelle di ripartizione e i copriferri adottati sono pari a 4 cm misurati dall'esterno della armatura di ripartizione.

La finitura può essere eseguita con intagli di pietra locale e copertina in c.a. prefabbricata.

