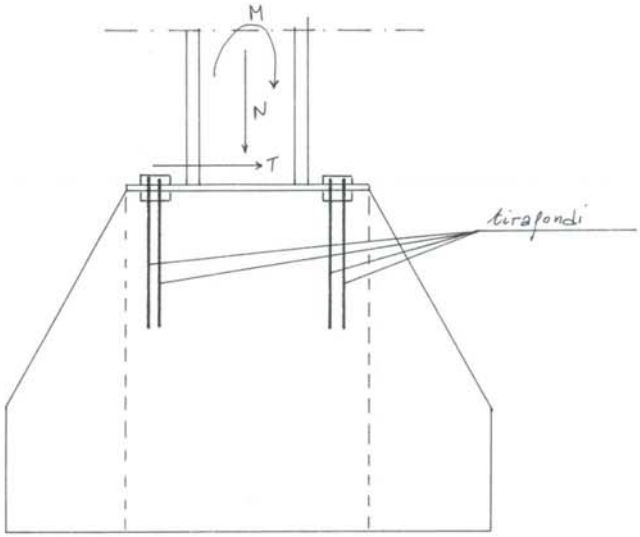
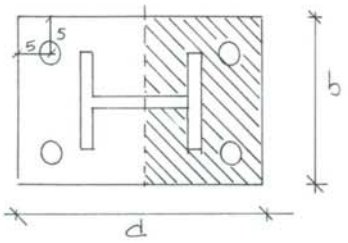
Pian piano, partendo dall'alto stiamo arrivando verso il basso, ed ormai possiamo parlare delle fondazioni. Sotto ogni pilastro abbiamo un plinto isolato, è bene subito dire che rispetto alla tipologia del cemento armato abbiamo un problema in più. In una struttura in cemento armato avevamo la trasmissione dello sforzo dal pilastro al terreno, che si effettuava attraverso un allargamento della base d'impronta necessaria a causa della differenza tra le tensioni ammissibili dei due mezzi.
Adesso la cosa si complica, perché il pilastro non è di calcestruzzo ma di acciaio, per cui abbiamo un primo problema relativo al trasferimento delle azioni dall'elemento di acciaio a quello di calcestruzzo, in virtù del fatto che anche tra acciaio e calcestruzzo esiste una differenza sostanziale in termini di tensioni ammissibili, dopodichè avremo il problema di trasferimento delle azioni dal calcestruzzo al terreno. Dunque è presente un passaggio in più da parte delle tensioni.
Facciamo una sezione trasversale dell'elemento di fondazione:




Il plinto viene realizzato in cemento armato, le sue tensioni ammissibili sono inferiori rispetto a quelle dell'acciaio per cui c'è bisogno di un allargamento della base d'appoggio. Infatti se ci pensiamo un attimo le tensioni in una sezione d'acciaio sono contenute in un'area molto piccola, che è esattamente quella del profilo. Noi dobbiamo allargare tale sezione, se da trasferire ci fosse solo sforzo normale, l'allargamento dovrebbe essere semplicemente in proporzione al rapporto delle tensioni ammissibili, in poche parole l'area della sezione di calcestruzzo sarebbe:

$$A_c = \frac{\sigma_a}{\sigma_c} A_a$$

In realtà il problema è leggermente più complesso, perché alla base della colonna non è presente solo una sollecitazione di sforzo normale, ma la sezione di base è pressoinflessa, per cui non si ci può rifare alle tensioni ammissibili, ma bisogna ragionare in termini di "livello di lavoro", e cioè resta valida la relazione sopra scritta ma i termini "sigma" si riferiscono alle tensioni effettive che lo stato di pressoflessione induce nella base della colonna.
Questo passaggio si realizza, in particolare, interponendo tra il calcestruzzo sottostante ed il pilastro una piastra metallica, che rende la base di impronta del calcestruzzo molto maggiore di quella dell'acciaio. Il problema ora è il dimensionamento della piastra, per effettuarlo non ci si riferisce alla piastra, bensì si opera il dimensionamento della "faccia" di calcestruzzo che è a contatto con essa.
Cioè le dimensioni in pianta che troveremo, non sono relative alla verifica della piastra ma a quella del calcestruzzo, infatti, in pianta la situazione è la seguente:



Le azioni trasmesse sono come già rappresentato, uno sforzo normale "N", un taglio "T" ed un momento "M". Il taglio, in questo caso, non ci interessa, diciamo che è assorbito dall'aderenza tra piastra e calcestruzzo, e barre verticali, che vedremo tra poco, che possono lavorare a tranciamento. In realtà a noi interessa il calcolo di "d" e "b" dimensioni della sezione, quest'ultima è pressoinflessa, il che vuol dire che una porzione della sezione è sottoposta a trazione (eventualità di grande eccentricità), quindi il solo calcestruzzo non è in grado di resistere ad essi → la sezione và armata, e la si arma attraverso la posa in opera di ferri che vengono annegati nel calcestruzzo del plinto, e che vengono detti "tirafondi", che oltre a costituire l'armatura della sezione in cemento armato, fanno anche da collegamento tra la piastra e l'elemento di calcestruzzo.
In sostanza, la sezione all'estremità superiore del plinto è una sezione rettangolare a doppia armatura, quindi il progetto e la verifica li faremo attraverso le nozioni che già sono note relativamente alla tecnica del cemento armato.
Cominciamo con la fase di dimensionamento, per sfruttare le formule a noi note, una delle dimensioni la assegniamo con delle considerazioni di ordine tecnologico, in particolare è bene nel senso della profondità allargare la base d'impronta di 5cm minimo per lato, allo scopo di avere una sufficiente diffusione dello sforzo, per cui alla fine "b" sarà assegnato.
Riflettiamo sul fatto che questa struttura pressoinflessa è di tipo metallico, quindi in funzione delle varie condizioni di carico alla base delle colonne, noi avremo una serie di coppie (N,M), quella peggiore sarà quella che presenta il momento massimo, in quanto per queste strutture di solito il momento è prevalente rispetto allo sforzo normale, per cui è possibile eseguire un primo dimensionamento di massima proprio a flessione. Cioè considerare soltanto il momento e stabilita la lunghezza "b", individuare l'altezza "d" della sezione, attraverso la relazione:

$$d_{\min} = r\sqrt{\frac{M}{b}}$$

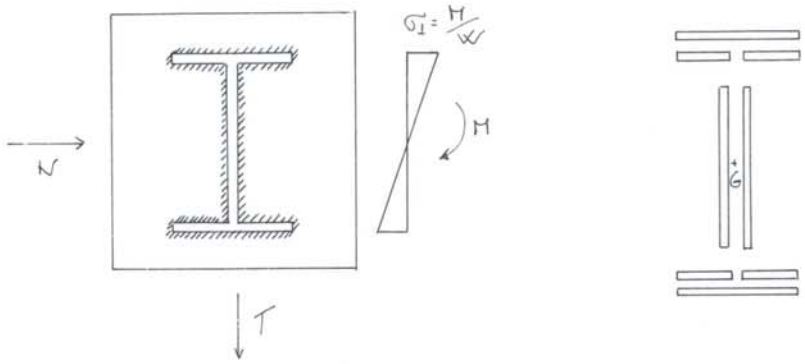
Facciamo una correzione a quello che dicevamo prima, abbiamo detto che si prendeva una distanza di 5cm dal profilato al bordo della piastra, invece bisogna tener presente che in tale spazio in genere bisogna posizionare anche i tirafondi, per cui i 5 cm è meglio prenderli dal centro di quest'ultimi al bordo.
Al dimensionamento della dimensione "d", può seguire quello relativo all'area dei tirafondi, che deve essere tale da rispettare l'espressione:

$$A_s \geq \frac{M}{0{,}9 d \bar{\sigma}_s}$$

I tirafondi possono essere realizzati o con barre metalliche aventi la stessa resistenza dell'acciaio strutturale, cioè attraverso acciai del tipo Fe360, Fe430, Fe510 , che sono

barre filettate. Oppure possono essere costituite da vere e proprie barre di armatura del cemento armato, quindi dotate di nervature, che, però devono essere sempre filettate in una certa zona perché devono permettere l'inserimento di dado e controdado, del tipo, per esempio, FeB38K.
Il numero di tirafondi sarà uguale ai due lati della piastra.

Il profilato è saldato sulla piastra, in particolare verranno realizzate sia saldature di ala che saldature di anima:



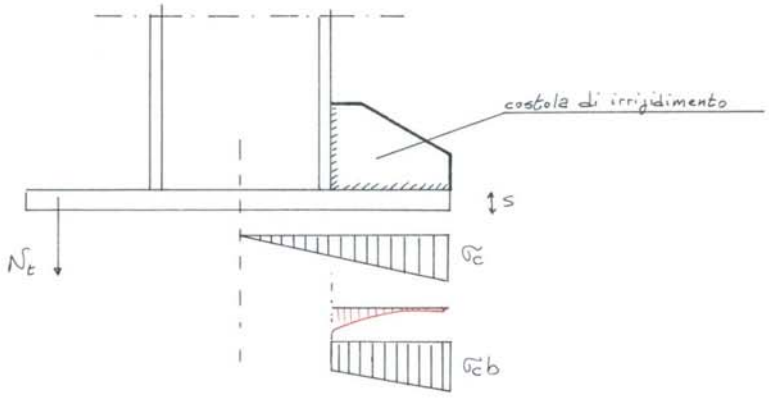

Vediamo le azioni che agiscono su tale elemento, ebbene abbiamo in primo luogo una azione tagliante, che si può supporre sia assorbito interamente dalla saldatura di anima, visto che la maggior parte delle tensioni tangenziali agiscono sull'anima. Poi abbiamo lo sforzo normale "N", che induce rispetto alla saldatura delle "σ ortogonali", è bene dire però che se lo sforzo normale è di compressione esso è trasmesso più per contatto che tramite le saldature, invece sicuramente abbiamo delle "σ ortogonali", indotte dal momento flettente, che saranno maggiori per le saldature più distanti dal baricentro del profilato.
Le sezioni di verifica sono sempre sezioni di "gola" ribaltate, ed in particolare nel nostro caso ha l'aspetto indicato nella figura, quindi ci accorgiamo che si tratta di una sorta di sezione a doppio "T", della quale dobbiamo calcolare quelli che sono gli elementi principali, cioè il momento d'inerzia ed il modulo di resistenza, visto che dobbiamo poter calcolare le tensioni espresse dalla relazione:

$$\sigma_{\perp} = \frac{M}{W}$$

E' chiaro che la maggior parte degli sforzi sarà assorbito dalle saldature delle flangie e non da quella dell'anima.

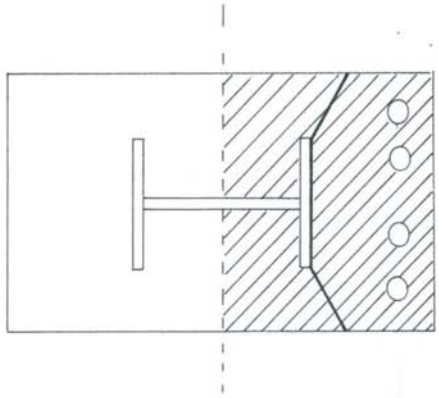
Ritornando ora al nostro plinto, abbiamo finora verificato la sezione di calcestruzzo sotto la piastra, per cui le dimensioni calcolate vanno bene come dimensioni in

pianta, dobbiamo, però, verificare la piastra stessa. Essa è soggetta alla azione "$\sigma_c$"del terreno e all'azione "Nt" dei tirafondi, come rappresentato di seguito:

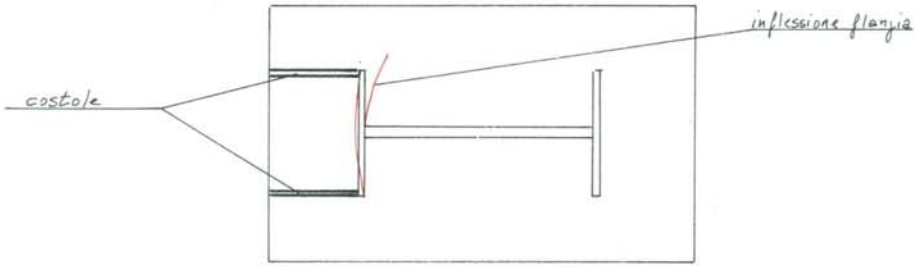



Se non inseriamo delle costole di irrigidimento in questo elemento, le sezioni da verificare sono sostanzialmente le due sezioni corrispondenti all'estremità del profilato che costituisce la colonna. In altri termini abbiamo da verificare due mensole differentemente caricate. In particolare per la mensola caricata dal terreno, si ha un carico di tipo trapezoidale variabile pari a "$\sigma_c$*b", e la sezione resistente è una sezione rettangolare di altezza "s" (spessore della piastra) e di larghezza "b". Il diagramma dei momenti sarà chiaramente quello indicato in figura, se poi si ci vuole semplificare la vita, invece di considerare un carico variabile si può ritenere il carico agente sulla mensola come costante, il che è a vantaggio di sicurezza. Facciamo alcune considerazioni sulla larghezza collaborante dell'elemento, i tirafondi che mettiamo in opera possono essere anche piu di 2, se i tirafondi sono "più o meno" "quasi" allineati con il bordo di questo elemento si può ritenere che ci sia una situazione di simmetria, e ,quindi, in sostanza che si possa calcolare l'intera sezione come sezione resistente

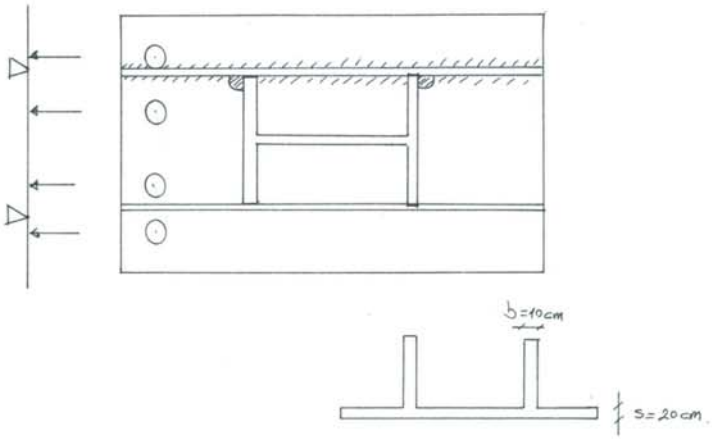
Viceversa se l'ampiezza della piastra e la posizione dei tirafondi sono tali da determinare una distanza sostanziale dal profilato (vedi figura successiva), a vantaggio di sicurezza la sezione da considerare, dovrebbe essere quella indicata nella figura di presso:



Quindi si tratta comunque di una mensola che, però, è incastrata soltanto nella zona in cui è presente il profilato.
Può succedere che questa sezione rettangolare di base "b" e di altezza "s", può non essere sufficiente per assorbire questi momenti flettenti, chiaramente saranno presenti anche sforzi di taglio che però sono molto meno ingenti e che non consideriamo.
L'idea è, allora, quella di irrigidire la piastra, prima, però, diciamo qualcosa sullo spessore della piastra stessa, che possiamo porre pari a 20mm o a 30mm, con il consiglio di non superare il valore di 40mm, che è già forse troppo elevato.
Tornando alla volontà di irrigidire la piastra, questo scopo può essere ottenuto – allo stesso tempo si aumenta anche la resistenza – con l'inserimento di costole di irrigidimento, che sono saldate sia alla flangia della colonna (cioè all'ala del profilato), sia alla piastra. Possiamo avere la necessità di inserire una costola, in tal caso si metterà in posizione centrale, oppure abbiamo la necessità di mettere in opera due costole, come indicato nella figura seguente:




Ci rendiamo conto, però ,che se mettiamo la costola di irrigidimento al centro c'è sempre l'anima del profilato alle spalle a fare da contrasto, se invece, come in figura, inseriamo le costole all'estremità delle flange possiamo avere un'inflessione della flangia. Ecco, allora che è preferibile che la costolatura in tale situazione sia esterna, saldata alla base, e comunque saldata alle flangie attraverso dei "cordoni d'angolo":



E' chiaro che i tirafondi con opportune dimensioni possono essere posizionati sia internamente che esternamente rispetto a tali costole. Vediamo di capire quale siano i vantaggi che tali costole presentano:

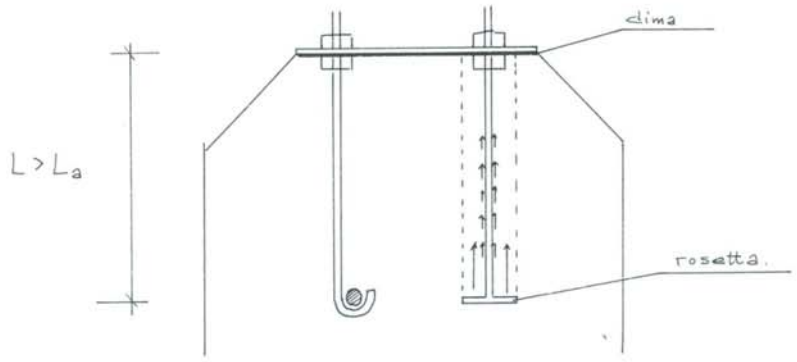
1) irrigidimento della piastra : per cui anche nel caso in cui non ce ne sia strettamente bisogno è sempre consigliabile metterle in opera, almeno una;
2) la sezione resistente da che era rettangolare, diventa una sezione a "T", unica costola, o a "pi greco" nel caso di due costole, il che comporta degli importanti miglioramenti da un punto di vista della resistenza. Nel caso di messa in opera delle costole, è bene ridurre lo spessore della piastra a 20mm e usare costole larghe 10mm;

Attenzione ora, inserite le costole bisogna fare la solita verifica a flessione nella direzione in cui finora l'abbiamo effettuata (rispetto alla quale la sezione resistente è quella sopra disegnata), però abbiamo anche un funzionamento del nostro elemento, monodimensionale in senso opposto. In particolare nella direzione del lato più corto tale elemento si comporta come una trave appoggiata nei punti dove sono poste le costole, e caricata nei punti ove si trovano i tirafondi, questo dalla parte ove i tirafondi reagiscono (la parte sinistra nei nostri disegni), mentre se facciamo riferimento al lato "corto" nella zona ove agisce il carico del terreno, lo schema statico è ancora quello di trave appoggiata nei punti dove vi sono le costole ma stavolta caricata da un carico ripartito di valore " $\sigma_c$*b' " dove con "$\sigma_c$" si è indicata la tensione sulla fascia considerata e con " b' ", la larghezza della medesima fascia.

Quello che c'è da ricordare è che si ha un comportamento monodimensionale della piastra in entrambi i sensi.

Queste costole vanno collegate sia alla piastra, sempre con saldatura a cordoni d'angolo, che alle ali del profilato.

Diciamo qualcosa d'altro sui tirafondi, in particolare sul problema relativo al dimensionamento della loro lunghezza, e sulla loro messa in opera. Essi costituiscono l'armatura della sezione di cemento armato in corrispondenza con la piastra, ed il problema più importante da affrontare è quello relativo al loro ancoraggio, in quanto se i tirafondi si sfilano, la colonna può staccarsi liberamente dal plinto – cosa da evitare.
Per questo motivo la lunghezza per il quale il tirafondo è inserito nel plinto deve essere maggiore della classica lunghezza d'ancoraggio:



Possiamo fare, quindi, un calcolo relativamente alla lunghezza d'ancoraggio, ed inserire una lunghezza pari almeno a 40 volte il diametro, soprattutto tenendo presente che se i tirafondi sono realizzati con barre di armatura per cemento armato, esse hanno aderenza migliorata, e quindi il problema della lunghezza d'ancoraggio è meno sentita. Nel caso, invece, di barre liscie, abbiamo una condizione di aderenza molto peggiore, quindi, diciamo, se la barre è ad aderenza migliorata si ci può accontentare di 35 volte il diametro come lunghezza d'ancoraggio, se, invece, le barre sono liscie tale valore deve salire a 50-60 volte il diametro. Può addirittura capitare che la lunghezza d'ancoraggio non può essere messa in opera per il semplice motivo che essa eccede l'altezza del plinto, ecco allora che bisogna ricorrere ad una serie di soluzioni alternative. Una di queste è quella di effettuare un gancio con una barra che si posiziona nell'uncino, in modo da chiamare a collaborare anche il calcestruzzo, per assorbire gli sforzi locali che si hanno in tale zona. Altra soluzione è la messa in opera di "rosette" al termine della barra, che sono piastre metalliche tonde, lo scopo è quello di fungere da una "sorta" di incastro per la barra, per cui gli sforzi non sono più assorbiti dall'aderenza, ma prevalentemente dal calcestruzzo chiamato in causa dalla "rosetta", volendo continuare a ragionare in termini di aderenza, è come se l'aderenza venisse chiamata in causa lungo la superficie laterale della rosetta, che essendo di dimensioni maggiori rispetto alla superficie offerta dalla barra ha un effetto vantaggioso, anche se le azioni in essa agenti sono maggiori. (guarda figura precedente).

Per quanto riguarda la posa in opera di queste strutture, si tenga presente che bisogna inserire questi tirafondi già quando facciamo il getto di calcestruzzo, ma ciò che è importante è che essi devono essere posizionati con estrema precisione, perché quando poi andiamo ad inserire la piastra sopra il getto deve esserci perfetta coincidenza tra i fori della piastra e i tirafondi. Perché possa aversi tale coincidenza di solito si mette in opera in corrispondenza della faccia superiore una sottile lamiera metallica, detta "dima", la quale presenta dei fori in corrispondenza delle stesse posizioni in cui si troveranno nella piastra, tale lamina metallica viene posizionata insieme ai tirafondi, e tenuta ferma da un sistema di dadi e controdadi, che permettono sostanzialmente ai tirafondi di mantenere la posizione corretta. Soltanto in un secondo momento andiamo a porre in opera la nostra piastra metallica, eventualmente lasciando un po' di spazio , che poi viene riempito con del calcestruzzo espansivo.
Il getto avviene di solito lasciando della "dina" dei fori appositi, che poi vengono coperti in un secondo momento.

Esiste anche un'altra possiblità, che è quella di gettare il calcestruzzo lasciando spazio vuoto in corrispondenza della zona in cui si metterà poi in opera il tirafondo, il che è possibile per esempio, inserendo dei pacchetti di polistirolo nella posizione in cui non si vuole che giunga il getto, pacchetti che vengono poi eliminati in un secondo momento. Il tirafondo viene alloggiato nella fase successiva, con il suo ancoraggio, ma quello che assume una grande importanza è il calcestruzzo che si mette in opera per riempire la zona del tirafondo. Infatti si tratta di una "ripresa di getto", per cui il calcestruzzo da usare deve essere : antiritiro, espansivo, ad alta aderenza, perché il collegamento tra i due getti deve essere tale da ripristinare quella continuità che è caratteristica del getto unico.

Chiaramente per il plinto da dimensionare non diciamo nulla, in quanto la sua progettazione è già stata effettuata . per non ripetere operazioni già eseguite, si svolga solamente il dimensionamento di massima dello stesso con indicazione delle dimensioni in pianta e dell'altezza, senza entrare nel merito del calcolo delle armature.