



Verifica dei blocchi di fondazione per pali TE serie PH

Dott. Ing. Angelo MANZI (*)

Significato dei simboli			
<i>EC</i>	<i>Eurocodice per il calcolo strutturale</i>	f_{yk} (MPa)	resistenza caratteristica allo snervamento delle armature di acciaio
<i>NAD</i>	<i>documento di applicazione nazionale dell'eurocodice</i>	f_{yd} (MPa)	resistenza di calcolo delle armature di acciaio
G_k	valore caratteristico dell'azione permanente k	$f_{tw,d}$ (MPa)	resistenza di calcolo complessiva per taglio della saldatura
Q_k	valore caratteristico dell'azione variabile k	E_a (MPa)	modulo di elasticità dell'acciaio
γ_g	coefficiente parziale di sicurezza per le azioni permanenti	γ_s	coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio
γ_q	idem per le azioni variabili	γ_c	idem per il calcestruzzo
ψ	Fattori che definiscono i valori rappresentativi delle azioni variabili	$W_{pl,y}$	Modulo di resistenza plastico della sezione del palo
	ψ_0 per i valori di combinazione	M_{cr}	Momento critico per instabilità flessione-torsionale del palo
	ψ_1 per i valori frequenti	λ_{LT}	Snellenza relativa per instabilità flessione-torsionale del palo
	ψ_2 per i valori quasi-permanenti	N_{sd}	Forza normale sollecitante
R_{bk} (MPa)	è la resistenza caratteristica riferita a provini cubici di calcestruzzo	N_{rd}	Forza normale resistente
f_{ck} (MPa)	idem riferita a provini di forma cilindrica	M_{sd}	Momento sollecitante
E_{cm} (MPa)	modulo di elasticità secante calcestruzzo	M_{rd}	Momento resistente
f_{cd} (MPa)	resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	ψ	"Fattore di riempimento" ovvero rapporto fra la risultante effettiva e la risultante che si otterrebbe nella parte compressa del calcestruzzo per una distribuzione uniforme della sollecitazione σ_{cmax}
f_{ctk} (MPa)	idem trazione	ϵ_{cu}	coefficiente di dilatazione ultimo del calcestruzzo
$f_{ct,eff}$ (MPa)	resistenza effettiva o efficace di prima fessurazione del calcestruzzo	σ_s	sollecitazione nei tirafondi tesi
f_{bk} (MPa)	resistenza limite di aderenza acciaio-calcestruzzo	σ'_s	sollecitazione nei tirafondi compressi

1. Introduzione

Nell'ambito dei lavori relativi all'Accordo Quadro TE/Lotto Sud che si eseguono nel Compartimento di Napoli è stato previsto, sperimentalmente, che l'intera palificata della stazione di Caserta fosse costruita con sostegni di tipo PH, derivati da profilati di acciaio laminato della serie commerciale HEB, con la base formata da una pia-

stra saldata dello spessore di 25 mm per l'attacco dei tirafondi da annegare nel blocco in c.a. armato.

Con l'obiettivo primario di analizzare lo stato fessurativo del blocco di calcestruzzo, si è proceduto all'esame dell'intero complesso strutturale costituito dal palo e dal blocco attraverso i moderni sistemi di calcolo, facendo esclusivamente ricorso alla generale normativa tecnica oggi disponibile nel settore. In maniera molto pratica si è proceduto alla verifica di un sostegno già in opera (fig. 1), fra i più sollecitati, il cui calcolo originario è stato eseguito a cura dell'Impresa appaltatrice conformemente alle specifiche RFI; inoltre, per poter disporre di più elementi di con-

(*) RFI, Direzione Compartimentale Infrastruttura, Napoli.

fronto si è anche proceduto all'esame di due distinte tipologie strutturali: quella relativa al palo fissato al blocco con i tirafondi e quella relativa al palo infisso direttamente nel

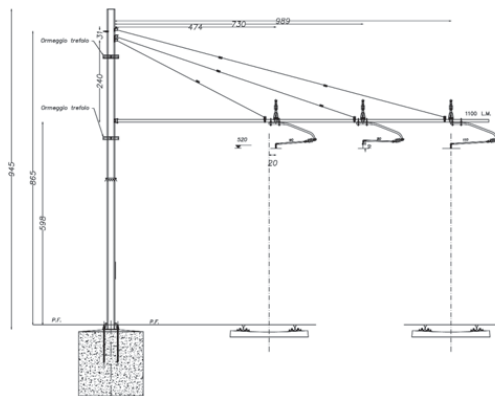


Fig. 1 – Assetto geometrico sostegno TE.

blocco. Nel calcolo con i tirafondi è stato considerato sia il caso con 2+2 tirafondi da 40 mm già previsto nelle specifiche RFI, sia il caso ipotetico con 3+3 tirafondi da 30 mm. Tutti i conteggi relativi alle verifiche strutturali allo stato limite ultimo sono stati eseguiti manualmente e sono riportati nel paragrafo n. 4, mentre le verifiche in fondazione ed alla fessurazione, riportate nel successivo paragrafo n. 5, sono state possibili facendo esclusivamente ricorso al calcolo automatico con gli elementi finiti utilizzando un vecchio ma collaudato programma di calcolo (SAP90) [8] che nel passato ha costituito il Benchmark nel calcolo automatico, ma che ancora oggi rappresenta lo stato dell'arte, ovviamente con le più recenti versioni della serie SAP2000 [9] adatte al sistema operativo Windows.

Tenuto conto delle recentissime evoluzioni riguardanti la normativa tecnica si è ritenuto superato ogni riferimento al tradizionale metodo con le tensioni ammissibili e si è proceduto utilizzando esclusivamente il metodo degli stati limite, sfruttando in tal modo tutte le potenzialità offerte dalla moderna normativa europea [13], [14], molto completa e circostanziata soprattutto in termini di ricerca della duttilità strutturale e della gerarchia delle resistenze, non altrimenti possibile se si fosse proceduto tradizionalmente.

2. La normativa

In questo settore tutta la vigente normativa è basata sulle seguenti leggi.

- Legge 5/11/1971 n. 1086: Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica;

- Legge 2/2/1974 n. 64: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

In queste leggi è stabilito, fra l'altro, di affidare al ministero dei lavori pubblici il compito di emettere periodicamente i DM contenenti indicazioni più specifiche.

Gli ultimi DM ancora vigenti sono:

- DM 14/02/1992: Norme per l'esecuzione delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche. Ancora valido per le verifiche col metodo delle tensioni ammissibili.
- DM 9/1/1996: Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche.

Il secondo sostituisce quasi integralmente il primo DM a meno che non si utilizzi il metodo tradizionale delle tensioni ammissibili e costituisce anche Documento di Applicazione Nazionale (NAD) degli eurocodici EC2 ed EC3.

In base alla Legge n. 64 sono stati emessi i seguenti decreti ancora vigenti.

- DM 16/01/1996: Norme tecniche relative ai "criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi";
- DM 16/01/1996: Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica.

Recentemente il Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti ha emesso il seguente.

- DM 14/09/2005: Norme Tecniche per le Costruzioni.

Il quale pur vivendo un regime continuo di proroga, è stato già profondamente revisionato ed è imminente la nuova definitiva emissione.

È da evidenziare inoltre l'esistenza dei seguenti documenti preparati dal CNR che ovviamente non hanno valore di normativa ma solo di orientamento:

- CNR 10011/96: Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione;
- CNR 10022/84: Costruzioni di profilati di acciaio formati a freddo. Istruzioni per l'impiego;
- CNR 10024/86 Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.

Infine venendo meno ad una tradizione consolidata, è stata emessa la seguente ordinanza da parte del presidente del consiglio dei ministri:

- O.P.C.M. n. 3274 del 20/3/2003: Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

La quale, al pari delle Norme Tecniche per le Costruzioni, ricalca la normativa tecnica europea basata sugli eurocodici che adottano esclusivamente il metodo degli stati limite.

È evidente che quando sarà concluso il regime di proroga delle nuove norme tecniche, oppure l'applicazione degli eurocodici diventerà cogente, non sarà più possibile progettare con il metodo delle tensioni ammissibili e quindi, in linea con i tempi e con la imminente normativa, tutte le verifiche sono state eseguite secondo EC2 ed EC3, mentre l'analisi dei carichi è stata eseguita secondo le "Norme Tecniche sulle Costruzioni" che in pratica ricalcano la EC1 non corredata di NAD.

3. Posizioni del problema

3.1. I materiali

Nelle verifiche agli stati limite per ciò che riguarda la resistenza i materiali vengono classificati con i cosiddetti "valori caratteristici": nel nostro caso per quel che riguarda l'acciaio per laminati, l'acciaio (tondino) per getti in c.a. e il conglomerato cementizio i valori sono i seguenti [12] [13]:

— Resistenza cubica/cilindrica calcestruzzo:

$$R_{bk}/f_{ck} = 25/20 \text{ MPa}$$

— Modulo di elasticità secante calcestruzzo:

$$E_{cm} = 29000 \text{ MPa}$$

— Resistenza di calcolo a compressione:

$$f_{cd} = 0,85 * f_{ck} / \gamma_c = 11,76 \text{ MPa}$$

— Idem a trazione:

$$f_{ctk} = 0,7 * 0,3 * (f_{ck})^{2/3} = 1,59 \text{ MPa}$$

— Resistenza efficace di prima fessurazione

$$f_{ct,eff} = 3 \text{ MPa}$$

— Limite di aderenza acciaio/calcestruzzo:

$$f_{bk} = 0,32 * (R_{ck})^{1/2} / \gamma_c = 0,89 \text{ MPa}$$

— Modulo di elasticità acciaio:

$$E_a = 200.000 \text{ MPa}$$

— Resistenza caratteristica dell'acciaio tipo FeB 38K

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 326 \text{ MPa}$$

— Idem per l'acciaio laminato tipo Fe 360

$$f_d = 235 \text{ MPa}$$

— Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio:

$$\gamma_s = 1,15$$

— Idem per il calcestruzzo armato:

$$\gamma_c = 1,6$$

— Idem per calcestruzzo non armato:

$$\gamma_c = 1,8$$

È importante evidenziare che nelle verifiche di esercizio necessarie per controllare le sollecitazioni di trazione nel calcestruzzo, e quindi la fessurazione, la zona di dia-

gramma σ/ϵ del calcestruzzo presa in considerazione è stata quella del cosiddetto "1° stadio", in cui, generalmente, si adotta il modulo elastico "secante" E_{cm} del calcestruzzo non fessurato (fig. 2). [1], [2], [5].

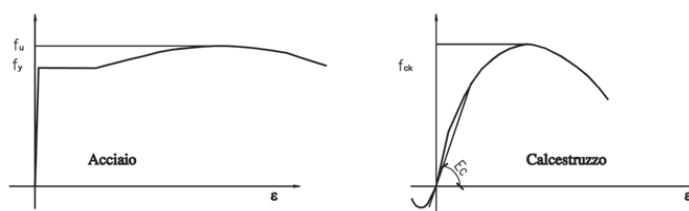


Fig. 2 – Curve sollecitazione-deformazione.

3.2. I carichi

Sono stati considerati di tipo deterministico, quindi con i loro valori nominali, sia i carichi dovuti ai pesi sia quelli dovuti alla geometria delle linee elettriche considerate (azioni orizzontali derivanti dall'effetto curva e dall'effetto poligonazione), mentre è stata considerata di derivazione statistica e quindi con il suo valore caratteristico l'unica azione variabile (accidentale) agente sulla struttura, dovuta al vento, calcolata secondo le vigenti "Norme Tecniche sulle Costruzioni" [14].

I risultati dell'analisi dei carichi per singolo componente sono riportati sinteticamente nella seguente tabella.

Non è stata considerata l'azione sismica perché per questo tipo di strutture è alternativa e comunque meno critica dell'azione del vento. Le verifiche effettuate sono di due tipi: allo stato limite ultimo ed allo stato limite di servizio, necessarie, rispettivamente, per la verifica a collasso della struttura e per la verifica a fessurazione del solo calcestruzzo.

Per il calcolo delle sollecitazioni le formule di combinazione adottate, con l'unica azione variabile dovuta al vento, sono le seguenti:

— Verifica al ribaltamento (Stato limite ultimo):

$$F_d = \sum G_s * \gamma_{Gs} - \sum G_{is} * \gamma_{Gis} + \sum Q_s * \gamma_{Qis} - \sum Q_{is} * \gamma_{Qs} \geq 0$$

In cui: $\gamma_{Gs} = 1$; $\gamma_{Gis} = 1,4$; $\gamma_{Qs} = 0$; $\gamma_{Qis} = 1,5$. Il pedice "s" stà per azione stabilizzante, mentre quello "is" stà per azione instabilizzante.

— Verifica a rottura palo e blocco:

$$F_d = \sum G * \gamma_G + \sum Q * \gamma_Q$$

Pressione sul conduttore singolo (N/m ²)	Pressione sul palo (N/m ²)	Effetto curva linea di contatto R=900 m (N)	Effetto curva fune portante R=900 m (N)	Effetto curva fune di guardia R=900 m (N)	Effetto poligonazione (N)
874,8	1180,98	544,44	612,50	435,56	156,80

Alla base di ogni successiva verifica, sia con il calcolo manuale sia con quello con elaboratore, sono state considerate le seguenti sollecitazioni di base, anche se nella fig. 4 è riportata solamente la condizione allo stato limite ultimo.

In cui: $\gamma_G = 1,4$ e $\gamma_0 = 1,5$;

- Verifica a fessurazione (stato limite di servizio) per la condizione “quasi permanente”

$$F_d = \sum G_G + \sum Q \cdot \psi_{2i}$$

In cui si è posto $\psi_{2i} = 0$ in quanto l'unica azione accidentale è dovuta al vento.

In effetti gli eurocodici prevedono che nello stato limite di servizio le frecce massime ed il tasso di apertura delle fessure del conglomerato vengano preventivamente concordati fra committente e costruttore, ammettendo con combinazione di carico quasi permanente ed in ambiente aggressivo un'apertura massima delle fessure di 0,3 mm, ovviamente per le strutture armate. Questa condizione è anche prevista nelle nuove norme tecniche sulle costruzioni.

Seguendo i criteri precedentemente esposti si è proceduto alle varie verifiche prendendo in considerazione i tre possibili attacchi del palo al blocco di calcestruzzo riportati nella fig.3 con le seguenti varianti strutturali.

- collegamento del palo al blocco con 2 + 2 tirafondi;
- collegamento del palo al blocco con 2 + 2 tirafondi e piastra di base aderente;
- collegamento del palo al blocco con 3 + 3 tirafondi;
- collegamento con infissione diretta del palo nel blocco.

In pratica, per uno studio il più possibile completo, sono state considerate delle possibili varianti all'unico caso riportato nella Istruzione Tecnica RFI DMAIMTE SP IFS 006 A, in cui si prevede che la trasmissione degli sforzi dal palo al blocco avviene esclusivamente attraverso 2+2 tirafondi da 40 mm di diametro.

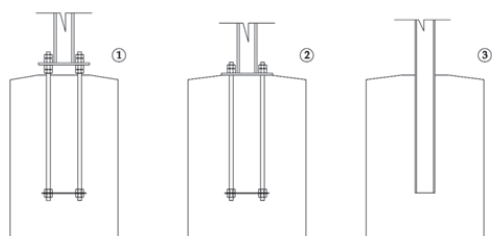


Fig. 3 – Attacchi palo-blocco di fondazione.

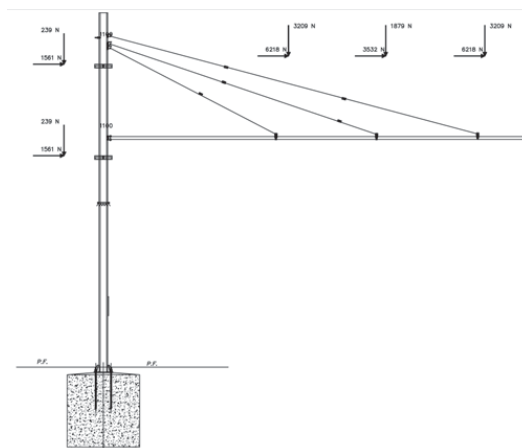


Fig. 4 – Tipi di forze applicate al palo.

(a) Forze verticali

Peso fili + fune + pendini	
+ isolatori + accessori per linee da 440	(N) 2292,22
Idem per la linea fuori servizio da 220	(N) 1342,11
Peso singola fune di guardia	(N) 170,52

(b) Forze orizzontali

Vento su filo + fune da 440	(N) 1128,49
Vento su filo + fune da 220	(N) 1128,49
Vento su trefolo di guardia	(N) 634,23
Vento su palo	(N/mm ²) 11,81
Effetto curvatura sulla linea 440	(N) 2313,89
Effetto curvatura sulla linea 220	(N) 1156,94
Effetto curvatura su trefolo di guardia	(N) 435,56
Effetto poligonazione su linea 440	(N) 313,60
Effetto poligonazione su linea 220	(N) 156,80

4. Verifiche con il calcolo manuale

4.1. Ribaltamento

Applicando i coefficienti parziali di sicurezza già pre-

cisati si è ottenuto per la verifica al ribaltamento il seguente risultato:

$$F_d = \sum G_s * \gamma_{Gs} - \sum G_{is} * \gamma_{Gis} + \sum Q_s * \gamma_{Qs} - \sum Q_{is} * \gamma_{Qis} = -95.533(Nm)$$

Necessariamente per ottenere la stabilità bisogna far affidamento sulla resistenza laterale offerta dal terreno di fondazione che assume un ruolo significativo anche per queste semplici tipologie strutturali. In particolare con la verifica eseguita mediante elaboratore illustrata nel successivo paragrafo 5 è stato possibile rendersi conto facilmente che in condizioni di equilibrio non vengono superati i valori di rottura del terreno, sia in termini di spinta passiva sia in termini di reazione verticale.

Al solo scopo di evidenziare la sostanziale differenza rispetto al metodo tradizionale, se si fosse effettuata la verifica all'instabilità con quest'ultimo metodo si sarebbe ottenuto il seguente opposto risultato:

$$F_d = \sum G_s - \sum G_{is} + \sum Q_s - \sum Q_{is} = 47.744(Nm)$$

4.2. Verifiche di resistenza

Per le verifiche strutturali allo stato limite ultimo ed allo stato limite di servizio le sollecitazioni calcolate alla base del palo, con le posizioni precedentemente definite, sono le seguenti:

	P (N)	T (N)	M (Nm)
S.L.U.	-27.226	19.869	212.835
S.L.F.	-19.447	14.192	148.284

Per ogni ulteriore verifica il criterio base si identifica con il soddisfacimento della seguente relazione:

$$R_d \geq S_d(F_d) \quad [3]$$

Nella quale R_d rappresenta la funzione di resistenza, che tradotta in termini numerici è quasi sempre determinata dal rapporto R_k/γ_M , mentre S_d rappresenta la funzione sollecitazioni dipendente dalle azioni di progetto F_d già accennate.

4.3. Verifica del sostegno in acciaio

La prima verifica eseguita, allo stato limite ultimo, è quella relativa al palo in acciaio che, come si verificherà qui di seguito, si dovrà classificare fra le strutture snelle per le quali è prioritaria la verifica all'instabilità elastica rispetto alle verifiche classiche. Il primo step per tale verifica secondo EC3 è la definizione della tipologia di sezione fra le quattro contemplate dal Codice, necessaria ad individuare la curva di instabilità pertinente. Tale classificazione, fissata la resistenza del materiale, dipende esclusivamente dal rapporto " d/t_w " per rotazioni intorno all'asse debole e da " c/t_f " per quelle secondo l'asse forte (fig. 5). Per il profilato HEB300, la sezione è di classe 1 nel primo caso e di classe 2 nel secondo. Con il passo successivo si stabilisce fin dove

spingere la verifica all'instabilità per una sollecitazione di presso-flessione; a tal proposito l'EC3 al punto 5.5.2.(7-8) stabilisce che nel caso in cui una trave non risulti completamente controventata, si deve valutare preliminarmente il valore della snellezza relativa λ_{LT} per instabilità flessio-torsionale, in quanto, se si verificasse $\lambda_{LT} > 0.4$, sarebbe obbligatorio esaminare la struttura per questo tipo di instabilità, più restrittiva rispetto a quella per semplice presso-flessione.

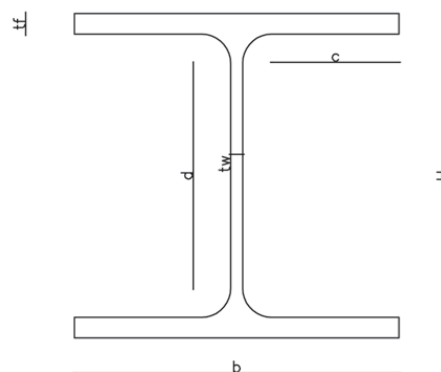


Fig. 5 – Parametri caratteristici profilo HEB.

La snellezza relativa per instabilità laterale è così definita:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} * f_y}{M_{cr}}}$$

nella quale M_{cr} è il valore critico del momento per instabilità flessio-torsionale, da cui far dipendere λ_{LT} una volta stabilito il materiale e il tipo di sezione.

Nel punto F1.3 dell'Appendice di EC3 viene stabilito che nel caso di sezione doppiamente simmetrica vale la seguente equazione:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{kL} \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g)^2 \right]^{0.5} - C_2 z_g \right\}$$

In cui bisogna valutare in maniera pertinente k , k_w , C_1 , C_2 , e z_g , perché legati al caso particolare, il quale varia con la tipologia di sezione, con i vincoli e con le condizioni dei carichi esterni.

Tenuto conto che il sostegno è caricato lateralmente, il prospetto di EC3 che è stato considerato è l'F1.2, nel quale le condizioni più prossime al caso in questione possono essere quelle relative alle travi appoggiate caricate simmetricamente da forze concentrate, optando per la soluzione riportata anche nella fig.7, per cui:

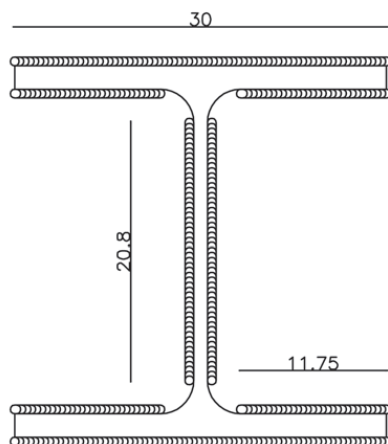


Fig. 6 - Saldature, lunghezze efficaci.

- $k = 0,7$ (Punto F1.2.(2));
- $k_w = 1$ (Punto F1.2.(4));
- $C_1 = 1,365$ e $C_2 = 0,563$ sono interpolati per $k = 0,7$;
- $z_g = 150$ mm, distanza fra centro di taglio del profilato e punto di applicazione del carico esterno (positivo se diretto verso il centro di taglio).
- $L = 17,30$ m, cioè il doppio della distanza intercorrente fra il punto superiore di applicazione dei carichi (innesto dei tiranti della mensola al palo) e la piastra di base.

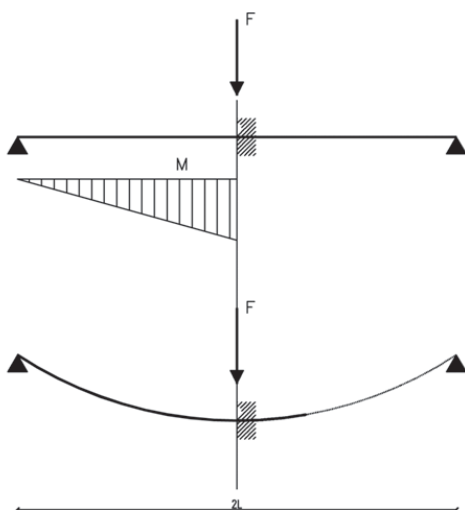


Fig. 7 - Trave equivalente al sostegno.

Con questi valori si è ottenuto:

$$M_{cr} = 589,2 \text{ (kNm)}; \rightarrow \lambda_{LT} = 0,863;$$

quindi è obbligatorio eseguire la verifica all'instabilità laterale.

Effettuando tale verifica si è ottenuto:

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y, sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl, y} / \gamma_{M1}} + \frac{k_z \cdot M_{z, sd}}{W_{pl, z} \cdot f_y / \gamma_{M1}} = \frac{27,23}{4438} + \frac{1 \cdot 213}{3025} + \frac{15 \cdot 0}{1859} = 0,765 < 1$$

Da cui è rilevabile che il sostegno conserva ancora discreti margini di carico per sollecitazioni di presso-flessione.

4.4. Verifica saldature

L'acciaio costituente il palo e la piastra di base è del tipo Fe360, quindi nel calcolo delle saldature è sufficiente che il metallo d'apporto sia almeno caratterizzato da $f_u = 360$ MPa; inoltre in ogni punto della saldatura non dev'essere superata la resistenza complessiva a taglio (EC3, punto 6.5.3) così definita:

$$f_{u, d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}} = 192,68 \text{ MPa}$$

in cui $\beta_w = 0,8$ e $\gamma_{Mw} = 1,35$.

Nel calcolo si è ritenuto opportuno ed a favore di sicurezza considerare solamente le lunghezze efficaci delle saldature di base come riportate nella fig. 5, e quindi considerare validi i seguenti valori:

$$b_{lati} = 30 \text{ cm}; b_{zali} = 11,8 \text{ cm}; b_{anima} = 20,8 \text{ cm};$$

Per procedere più speditamente nel calcolo dello spessore minimo della saldatura si può trascurare in questa prima fase la sollecitazione complessiva da taglio, calcolando solamente il rapporto fra il modulo di resistenza della saldatura a flessione e lo spessore della stessa:

$$\frac{W_{weld}}{a} = \frac{b_1 \cdot h_1^2 / 2 + 2b_2 \cdot h_2^2 / 2 + 2b_3^3 / 12}{h_1 / 2}$$

In cui $h_1 = 30$ cm e $h_2 = 26,2$ cm sono i bracci delle coppie relative ai momenti di inerzia. Essendo $f_{u, d} \cdot W_{weld} = M_r$, per $M_r = M_{SD} = 2.128.353$ daN*cm si è ottenuto il valore minimo di $a = 0,68$ cm. Imponendo $a = 0,70$ cm si ottiene un modulo di resistenza della saldatura pari a $W_{weld} = 1133$ cm³ ed un'area efficace al taglio della sola saldatura d'anima $A_{weldT} = 2a \cdot b_3 \cdot 2/3 = 19,41$ cmq. Di conseguenza ponendo $\rho_1 = M_{SD} / W_{weld} = 187,9$ MPa e $\rho_2 = T_{SD} / A_{weld, T} = 14,33$ MPa si verifica:

$$\rho = \sqrt{\rho_1^2 + \rho_2^2} = 188,43 \text{ MPa} < f_{u, d} = 192,68 \text{ MPa}$$

Essendo sufficienti le saldature così calcolate, è ovviamente superflua, almeno in questa sede ogni ulteriore verifica delle stesse, comprese quelle riguardanti le nervature di rinforzo fra la piastra di base ed il sostegno.

La verifica appena eseguita potrebbe trarre in inganno circa l'utilità delle nervature irrigidenti saldate fra piastra di base e sostegno, però, come si avrà modo di verificare, la loro presenza è necessaria soprattutto per aumentare l'efficienza della piastra di base, non solo, se opportunamente realizzate potrebbero altresì consentire un'apprezzabile riduzione dell'altezza di libera inflessione del sostegno. Una possibile soluzione in tal senso, il cui studio è da approfondire, potrebbe essere quella schematizzata nella fig.8.

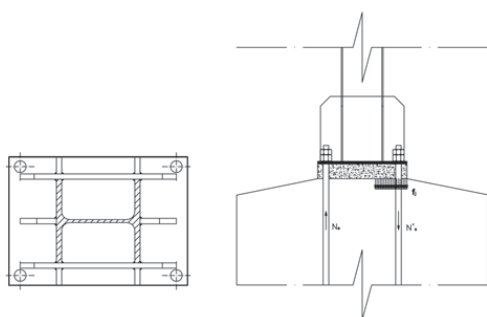


Fig. 8 – Nervature di irrigidimento in pianta e di profilo.

4.5. Verifica tirafondi con malta non collaborante

Questa verifica è stata condotta in modo analogo a quella contemplata nella Istruzione Tecnica RFI DMAIM-TE SP IFS 006 A, per cui seguendo la stessa procedura ivi riportata si è ottenuto allo S.L.U. per i soli tirafondi:

$$\sigma_{comp} = -250 \text{ MPa}; \text{ e } \sigma_{traz} = 240 \text{ MPa};$$

Nelle verifiche di resistenza è stato possibile trascurare il contributo del taglio, avendo verificato, a norma di EC3, che tale tipo di sollecitazione è inferiore al 50% della resistenza a taglio plastica dei tirafondi.

4.6. Verifica fondazione con malta collaborante

Questo calcolo, molto interessante, pur non contemplato nella Istruzione Tecnica, è stato eseguito perché il giunto di base così conformato è quello classico delle colonne in acciaio, cui fa riferimento l'intera letteratura tecnica. La malta cementizia di riempimento fra piastra e blocco diventerebbe collaborante se il palo fosse caricato solo dopo il riempimento medesimo; in tale ipotesi il calcolo si ridurrebbe ad una semplice verifica della sezione rettangolare di calcestruzzo pressoinflessa a doppia armatura, così configurata [1], [3], [5], [13]:

$$b * H \text{ (mm)} = 460 * 640; c = 60\text{mm}; h = 580 \text{ mm};$$

$$A_f = A'_f = A_{res} = 2*976 \text{ mm}^2 \text{ (bulloni del tipo M40);}$$

$$M_{Sd} = 2.128.353 \text{ daN*cm}; N_{Sd} = -2723 \text{ daN};$$

Per questa verifica, coerentemente con quanto stabilito nell'Appendice L di EC3, occorre preliminarmente determinare la resistenza di contatto del giunto f_j dopo aver fissate le caratteristiche della malta in termini di resistenza e spessore (fig. 8).

- Resistenza malta $> 0,2*f_{ck}$;
- Spessore malta $< 0,2*b$;

Si determinano prima le caratteristiche del giunto conformemente a quanto indicato nell'Appendice L di EC3:

- Resistenza di contatto giunto, $f_j = \beta_j * k_j * f_{cd} = 9,20 \text{ MPa}$ (EC3 [L.1(1)], avendo optato per $\beta_j=2/3$ e $k_j=1$)
- Luce max efficace della piastra di base, (EC3 [L.1(3)])

$$l_s \leq t * \sqrt{\frac{f_y}{3 * f_j * \gamma_{M0}}} = 3,82 \text{ cm}.$$

Quest'ultimo valore relativo alla luce massima efficace della piastra di base fornisce utili indicazioni circa le dimensioni da dare alle nervature irrigidenti piastra-sostegno (fig.9). Nel nostro caso quindi per sfruttare efficacemente l'intera piastra è opportuno estendere le nervature fino ad una distanza dai bordi non inferiore a 3,82 cm, almeno in zona compressa.

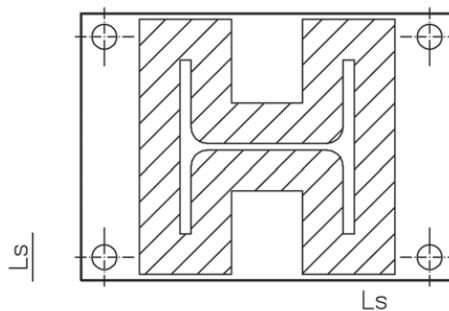


Fig. 9 – Luce max efficace piastra.

I criteri per verificare la sezione di calcestruzzo sono molteplici, in questa circostanza si è partiti fissando $N_{Sd} = N_{Rd}$ e si è verificato che il momento limite M_{Rd} corrispondente soddisfa la condizione $M_{Rd} \geq M_{Sd}$.

Poiché è importante classificare la giunzione in termini di duttilità si è preliminarmente determinata la condizione di rottura bilanciata (calcestruzzo in compressione deformato al 3,5‰ e tirafondi tesi snervati), ovviamente partendo dalla classica equazione di congruenza relativa a questa condizione di rottura:

$$k_r = \frac{3,5^0 /_{00}}{3,5^0 /_{00} + f_{yd} / E_a} = 0,67.$$

Sviluppando i calcoli, partendo dalle seguenti equazioni di equilibrio, risolte per tentativi anche con l'ausilio di tabelle,

$$N_{sd} = N_{rd} = N_{bil} = \psi b y f_j + A_s \sigma_s - A_s' \sigma_s'$$

$$M_{rd} = M_{bil} = \psi b y f_j \left(\frac{h}{2} - \lambda y \right) + (A_s \sigma_s + A_s' \sigma_s') \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

si sono ottenuti i seguenti risultati:

$$N_{bil} = -1.356.352 \text{ N}; \quad M_{bil} = 5.036.988,34 \text{ da N*cm};$$

Utilizzando le stesse equazioni, partendo però dalle seguenti di congruenza:

$$\epsilon_s = \frac{h-y}{y} \epsilon_{cu}; \quad \epsilon_s' = \frac{y-c}{y} \epsilon_{cu}$$

Risolvendo, dando a "y" valori di tentativo ed imponendo l'eguaglianza

$$N_{rd} = N_{sd} = -27.225,96$$

si è ottenuto:

$$M_{rd} = 3.029.461,42 \text{ da N*cm}$$

Quindi il giunto di base "collaborante" è senz'altro verificato, ed inoltre si è certi che la sua condizione di lavoro è di tipo duttile in quanto è anche soddisfatta la relazione $N_{sd} < N_{bil}$.

Volendo realizzare la giunzione di base con i tirafondi piegati ad uncino, seguendo quanto prescritto nel paragrafo 5.5.5.5 di EC2, con l'avvertenza del punto (7) dell'Appendice L che impone di utilizzare tirafondi del tipo Fe B 22 K aventi resistenza nominale allo snervamento inferiore a 300 MPa, otterremmo:

$$f_{bd} = 0,63 \text{ MPa (Tabella 5.3);}$$

$$l_b = \frac{\Phi f_{yd}}{4 f_{bd}} = 2963 \text{ mm (Relazione 5.3)}$$

Per cui, pur recuperando $20^* \Phi = 800 \text{ mm}$ dalla piegatura ad uncino, questa strada non sarebbe praticabile con i tirafondi lisci da $\Phi = 40 \text{ mm}$, mentre potrebbe esserlo impiegando barre ad aderenza migliorata oppure 3 + 3 tirafondi $\Phi = 30 \text{ mm}$ a normale aderenza.

4.7. Verifica a sfilamento tirafondi e piastra di fondo

Questa verifica corrisponde al caso reale in quanto, costruttivamente, i tirafondi sono collegati alla fondazione tramite una piastra annegata nel blocco che funge anche da DIMA di posizionamento per gli stessi (dis. E 64609). L'EC3 in questi casi impone di non tener conto del contributo dell'aderenza tirafondi-calcestruzzo, per cui le verifiche da effettuare sono le seguenti:

- Verifica a compressione della base di cls che tenderebbe a sfilarsi;
- Verifica allo sfilamento (aderenza laterale) del calcestruzzo;

Per i due bulloni tipo M40 costituiti da profilato Fe B 38k la resistenza ultima vale (EC3):

$$N_{t,Rd} = 2 \frac{0,9 * f_{ub} * A_{res}}{\gamma_{Mb}} = 2 \frac{0,9 * 391,3 * 967}{1,25} = 1.099.910 \text{ N}$$

Il perimetro esterno equivalente di metà piastra di fondo è 1560 mm, mentre la quota di posa è a -1710 mm, per cui la resistenza allo sfilamento e la resistenza per compressione sono:

$$N_{u,sfil} = p_b L_t f_{bk} = 1560 * 1710 * 0,89 = 2.371.200 > 1.099.910 \text{ N};$$

$$N_{u,comp} = A_b f_{cd} = 148.900 * 11,02 = 1.642.051 > 1.099.910 \text{ N};$$

dove A_b è la superficie in mm^2 di metà della piastra di fondo.

4.8. Verifica piastra di base a flessione

Questa verifica deve essere effettuata sia lato calcestruzzo compresso sia lato tirafondi tesi. Estendendo le nervature irrigidenti fino alla luce max dello sbalzo $l_s = 38,2 \text{ mm}$, con la pressione di contatto limite $f_j = 9,20 \text{ MPa}$, imponendo che lo spessore minimo della piastra aderente soddisfi la relazione:

$$t^2 \geq 6 * 1,05 * f_j * (l_s^2 / 2) * f_{yd} = 0,16 \text{ cm}^2$$

si ottiene $t \geq 0,40 \text{ cm}$, inferiore ai 2,5 cm della piastra reale.

Dal lato dei tirafondi tesi occorrerebbe risolvere una travatura simmetrica e isostatica su due o più appoggi a seconda della soluzione adottata per le nervature irrigidenti che fungerebbero da appoggi, mentre il valore della trazione nei tirafondi svolgerebbe il ruolo del carico concentrato [4].

5. Verifiche con il calcolo automatico

Come già fatto cenno nell'introduzione il sistema di calcolo adottato si basa sulla tecnica degli elementi finiti (f.e.m.); nella fattispecie, fig.10, per costruire il modello raffigurante il sostegno in acciaio, è risultato molto conveniente l'utilizzo degli elementi bidimensionali tipo "shell" completi (funzionanti sia come membrana sia come piastra), mentre per il modello raffigurante il blocco in calcestruzzo si è scelto l'elemento base tridimensionale "solid" a nove nodi e privo di rigidità flessionale [8], [9].

La "maglia" dei nodi che individuano gli elementi del blocco è stata ovviamente più infittita nella parte alta in cui il palo si innesta nel blocco in quanto è in tale zona che si prevedono i valori maggiori per le sollecitazioni trasferite dal palo al calcestruzzo: infatti i primi due strati degli elementi finiti hanno uno spessore di appena 5 cm (giusto l'eventuale copriferro), il terzo è di 10 cm, il quarto di 20 cm e così via aumentando per un numero complessivo di dieci strati.

Gli assetti strutturali provati sono i seguenti:

- 1) Schema reale, formato dal palo con piastra saldata e trasmissione delle sollecitazioni al blocco solo tramite 2 + 2 tirafondi aventi diametro di 40 mm;
- 2) Schema analogo al precedente ma con la piastra di base aderente al blocco;
- 3) Schema tradizionale con palo PH direttamente annegato nel blocco;
- 4) Schema analogo al primo caso ma con 3 + 3 tirafondi da 30 mm;

1) Stato limite ultimo

	Forze orizzontali (N)	Forze verticali (N)
Linea 1	6218	-3209
Linea 2	3532	-1879
Linea 3	6218	-3209
Fune di guardia 1	1561	-239
Fune di guardia 2	1561	-239
Pressione vento su palo	0,18 (N/mm ²)	

2) Stato limite di servizio

	Forze orizzontali (N)	Forze verticali (N)
Linea 1	2628	-2292
Linea 2	1314	-1342
Linea 3	2628	-2292
Fune di guardia 1	436	-171
Fune di guardia 2	436	-171
Pressione vento su palo	0,00 (N/mm ²)	

In tutti i casi elencati è stata eseguita sia la verifica allo stato limite ultimo, relativa però alla stabilità globale con il terreno collaborante, sia la verifica di servizio alla fessurazione partendo dalle seguenti condizioni dei carichi esterni, già indicati nella fig.4 per lo stato limite ultimo.

Per ciò che riguarda lo scarico in fondazione, per la sua determinazione sono stati presi dei parametri geotecnici medi non supportati da relazione geotecnica, simulando il terreno di base con delle molle alla Winkler ipotizzando una costante di sottofondo $c = 0,03 \text{ N/mm}^3$, mentre le spinte passive laterali sono state simulate con delle molle alla Bowles ipotizzando delle costanti elastiche di $0,015 \text{ N/mm}$ per mm^2 di superficie [6], applicate a partire da una quota di -50 cm dal livello campagna, avendo ritenuto più opportuno, anche a favore della sicurezza, considerare come rimaneggiato, e quindi ininfluenza a fini geotecnici, il terreno superficiale fino a tale quota.

Con tali parametri geotecnici e con la struttura verificata stabile, sono state ottenute le seguenti deformazioni massime sul terreno.

- Abbassamento in fondazione 3,62 mm
- Spostamento laterale 1,76 mm

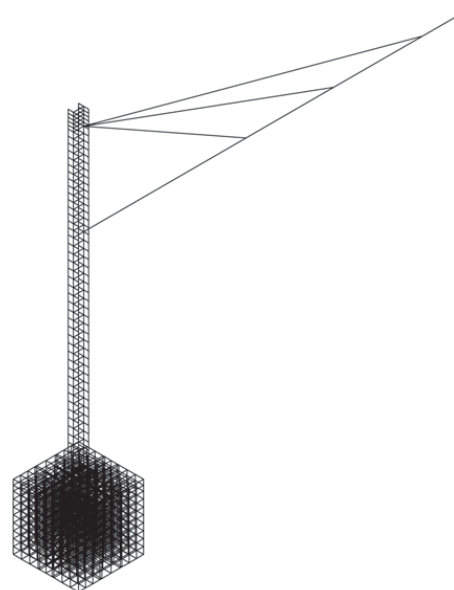


Fig. 10 – Geometria input al computer.

I risultati più significativi riguardanti le sollecitazioni sul blocco, secondo le varie tipologie strutturali, sono stati riportati nelle tabelle riportate (n°1, n°2 e n°3), compilate solo per lo stato limite di servizio (fessurazione), avendo preventivamente verificato che nello stato limite ultimo la struttura resiste al ribaltamento purché si faccia affidamento sulla resistenza laterale del terreno di fondazione. Inoltre, pur avendo effettuato l'intero calcolo riguardante il 2° caso strutturale, relativo a quello con la piastra di base aderente al blocco di calcestruzzo, non sono stati riportati i risultati relativi in quanto molto simili a quelli del 1° caso.

In queste tabelle, per ciascuna tipologia strutturale sono stati riportati i valori dei sei tensori di sollecitazione per gli elementi finiti "solid" più sollecitati e per i corrispondenti punti di collegamento più rilevanti: i valori riportati in rosso sono ovviamente quelli più significativi e riguardano gli elementi più prossimi ai tirafondi tesi. Il significato dei simboli è riportato nella fig.11. Per consentire una corretta lettura di queste tabelle sono stati contrassegnati con la prima cifra "9" gli elementi ubicati alla quota superiore del blocco, con la prima cifra "8" quelli del secondo strato posto a quota -50 mm dalla sommità del blocco, con la prima cifra "7" quelli del terzo strato.

Associando la fig.12 con le tabelle contrassegnate con la cifra "1", relative al tipo strutturale effettivamente co-

TABELLA 1
VERIFICA ALLA FESSURAZIONE ESTRATTO DELLE SOLLECITAZIONI NEGLI ELEMENTI "SOLID"
(SOSTEGNO CON 2+2 TIRAFONDI)

ELEMENT ID	σ_x	σ_y	σ_z	τ_{xy}	τ_{xz}	τ_{yz}
833	.1327E+00	.4125E-01	.9551E-01	-.1574E-03	.5009E-01	.2033E-01
834	.4347E+00	.8338E-01	.1173E+01	.2183E+00	.7586E+00	.8543E+00
835	.1508E+00	.9603E-02	.1014E+01	-.9537E-01	-.5791E+00	.8280E+00
836	-.1267E+00	-.1536E-01	-.1069E+01	-.8017E-01	-.6061E+00	-.8739E+00
837	-.4735E+00	-.9351E-01	-.1319E+01	.2817E+00	.8990E+00	-.9673E+00
843	.1371E+00	.8235E-02	.2083E-01	.1790E-01	.1589E-01	-.5327E-01
844	.5916E+00	.1265E+00	.7427E+00	.1232E+00	.4572E+00	-.4054E+00
845	.7935E-01	.3494E-01	.6184E+00	.3402E-01	-.3650E+00	-.3454E+00
846	-.6099E-01	-.4041E-01	-.6490E+00	.1517E-01	-.3827E+00	.3668E+00
847	-.6160E+00	-.1393E+00	-.8299E+00	.1042E+00	.5357E+00	.4570E+00
933	-.2314E+00	.2285E+00	.2958E-01	-.2103E+00	-.8963E-01	-.2210E-01
934	-.3268E+00	.1242E+01	.1208E+01	-.7185E+00	.7587E+00	.1459E+01
935	.1699E+01	.1476E+01	.1658E+01	-.3187E+00	-.4918E+00	.1501E+01
936	-.1645E+01	-.1566E+01	-.1737E+01	-.2282E+00	-.4867E+00	-.1583E+01
937	-.3520E-01	-.1472E+01	-.1437E+01	-.5425E+00	.9966E+00	-.1644E+01
943	-.2212E+00	-.7934E-01	-.4135E-01	.1229E+00	-.7354E-01	-.4316E-01
944	-.3297E+00	-.3496E+00	.4472E+00	.8507E+00	.1348E+00	-.4439E+00
945	.1136E+01	.6766E-01	.8269E+00	.7353E-01	-.2317E+00	-.3942E+00
946	-.1080E+01	-.5450E-01	-.8576E+00	.1095E-01	-.2250E+00	.4160E+00
947	.1189E+00	.3179E+00	-.5618E+00	.8274E+00	.2682E+00	.5015E+00

TABELLA 1'
VERIFICA ALLA FESSURAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI
NEI PUNTI "JOINTS"- DI COLLEGAMENTO (SOSTEGNO CON 2+2 TIRAFONDI)

JOINT	σ_x	σ_y	σ_z	τ_{xy}	τ_{xz}	τ_{yz}
1126	.4142E+00	.6089E-01	.4982E-01	.5937E-02	.2364E+00	.9139E-01
1127	.3883E+00	.4767E+00	.9570E+00	-.3275E-01	.7360E-01	.1274E+01
1128	.9560E-02	.1890E-01	.3623E-01	-.1177E+00	-.2693E+00	.3383E-01
1137	-.1849E+00	-.2190E-01	.5348E+00	.6850E-01	.5025E+00	-.4059E-01
1138	.3854E+00	.2489E+00	.2759E+01	.4116E-01	.1496E+00	.7725E+00
1139	.3006E-01	.1376E-01	.1178E-01	-.6435E-01	-.8125E+00	.2219E-01
1148	.8576E+00	.1743E-01	-.5212E+00	-.2662E-05	-.2353E+00	-.7298E-04
1149	.5450E+00	.3332E-02	-.1153E-01	-.4806E-04	-.1519E+00	-.8563E-04
1150	-.4703E-02	-.1029E-01	.6157E-01	-.9228E-04	.2103E+00	.2039E-04
1247	.2046E+00	.6228E+00	-.1086E+00	-.5008E+00	.1706E+00	.4092E-01
1248	.8795E+00	.1895E+01	.7840E+00	-.4659E+00	.8165E-01	.1520E+01
1249	.2046E-01	.3997E-03	.4620E-01	-.1338E+00	-.1618E+00	.4229E-01
1258	-.1675E+01	.3890E+00	.5025E+00	-.4609E-01	.4985E+00	-.6146E-01
1259	.4503E+00	.1489E+01	.3156E+01	-.9764E-01	.1853E+00	.1076E+01
1260	.6407E-01	-.4200E-02	.9154E-02	-.1668E+00	-.8167E+00	.3039E-01
1269	.1319E+00	-.4111E+00	-.6494E+00	-.3111E-04	-.4372E+00	-.4032E-04
1270	.5791E+00	-.5218E+00	-.3318E+00	-.7230E-04	-.2821E+00	-.6174E-04
1271	.1202E-01	-.1168E-02	.7421E-01	-.1229E-03	.3601E+00	.7742E-05

TABELLA 1"
VERIFICA ALLA FESSURAZIONE
SOLLECITAZIONI PRINCIPALI
NEI PUNTI "JOINTS" DI COLLEGAMENTO
(SOSTEGNO CON 2+2 TIRAFONDI)

JOINT	σ_1	σ_2	σ_3
1126	.53E+00	.95E-01	-.11E+00
1127	.20E+01	-.35E-01	-.29E-02
1128	.33E+00	-.26E+00	-.31E-02
1137	.79E+00	-.46E+00	-.74E-02
1138	.30E+01	.38E+00	.30E-01
1139	.84E+00	-.79E+00	.10E-01
1148	.90E+00	-.56E+00	.17E-01
1149	.58E+00	.33E-02	-.50E-01
1150	.24E+00	-.11E-01	-.18E+00
1247	.96E+00	-.29E+00	.44E-01
1248	.30E+01	.92E+00	-.37E+00
1249	.26E+00	-.22E-01	-.17E+00
1258	-.18E+01	.63E+00	.37E+00
1259	.37E+01	.10E+01	.40E+00
1260	.88E+00	-.79E+00	-.16E-01
1269	-.85E+00	.33E+00	-.41E+00
1270	.66E+00	-.52E+00	-.41E+00
1271	.40E+00	-.32E+00	-.12E-02

struito, è possibile rilevare che il limite di trazione viene superato solo dall'elemento "935", aderente al tirafondo teso. E' da notare che i valori riportati in questa tabella sono da considerare globali, in quanto si riferiscono al centro dell'intero elemento preso in considerazione. Per effettuare uno studio ancora più accurato si dovrebbero rimpicciolire e quindi addensare ulteriormente almeno le zone del calcestruzzo aderenti ai tirafondi tesi, situati alle quote superiori del blocco, in quanto è nell'intorno di questi che le sollecitazioni di trazione nel calcestruzzo assumono i valori più elevati e possono superare il limite di fessurazione, mentre, man mano che ci si allontana da essi, oppure si scende di quota all'interno del blocco, si ha una rapida diminuzione rientrando facilmente nei limiti consentiti. Nelle medesime tabelle, in successione, sono anche riportati i valori più significativi dei tensori relativi ai punti di collegamento fra i vari elementi "solid": quelli con cifra "1200" si riferiscono ai punti posti alla sommità del blocco, quelli con cifra "1100" sono i corrispondenti a quota -50 mm e così via: come prevedibile poichè sono relativi a dei valori puntuali (collegamento dei vari elementi al tirafondo teso) possono discostarsi anche di molto ri-

TABELLA 2
VERIFICA ALLA FESSURAZIONE ESTRATTO DELLE SOLLECITAZIONI
NEGLI ELEMENTI "SOLID" (SOSTEGNO CON 3+3 TIRAFONDI)

ELEMENT ID	σ_x	σ_y	σ_z	τ_{xy}	τ_{xz}	τ_{yz}
833	.1624E+00	.9098E-01	.5811E-01	.4984E-02	.5290E-01	.6320E-01
834	.4734E+00	.2768E+00	.7397E+00	.2324E+00	.4040E+00	.5564E+00
835	.5293E-01	.1290E+00	.5996E+00	-.4910E-01	-.3425E+00	.4842E+00
836	-.4003E-01	-.1443E+00	-.6301E+00	-.4053E-01	-.3581E+00	-.5080E+00
837	-.4889E+00	-.3085E+00	-.8234E+00	.2664E+00	.4657E+00	-.6251E+00
843	.2662E+00	.1164E+00	.1216E+00	.1267E-01	.1130E+00	.5184E-01
844	.7664E+00	.4163E+00	.1371E+01	.9281E-01	.7966E+00	.1694E+00
845	.1582E-01	.1910E+00	.1100E+01	-.5500E-02	-.5146E+00	.1123E+00
846	.2479E-02	-.2164E+00	-.1163E+01	-.5247E-02	-.5459E+00	-.1211E+00
847	-.7819E+00	-.4536E+00	-.1535E+01	.1018E+00	.9179E+00	-.1941E+00
933	-.1054E+00	.4979E-01	-.1702E-01	-.2166E+00	-.4733E-01	-.2949E-01
934	-.1382E+00	.1929E+00	.5341E+00	-.6485E+00	.1924E+00	.6111E+00
935	.9538E+00	.4158E+00	.8181E+00	-.2571E-01	-.2441E+00	.6435E+00
936	-.9121E+00	-.4340E+00	-.8501E+00	.3580E-01	-.2380E+00	-.6697E+00
937	-.4279E-01	-.2680E+00	-.6415E+00	-.5731E+00	.3030E+00	-.6878E+00
943	-.1762E+00	.1163E+00	-.3820E-01	-.4514E-01	-.7095E-01	.1643E-01
944	.1782E-01	.4587E+00	.1220E+01	.1321E+00	.5776E+00	.6048E-01
945	.1413E+01	.6878E+00	.1610E+01	.9863E-01	-.3492E+00	.4086E-01
946	-.1348E+01	-.7251E+00	-.1689E+01	.1026E+00	-.3454E+00	-.4596E-01
947	-.3391E+00	-.5964E+00	-.1453E+01	.1386E+00	.8092E+00	-.7619E-01

TABELLA 2'

VERIFICA ALLA FESSURAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI
NEI PUNTI "JOINTS" DI COLLEGAMENTO (SOSTEGNO CON 3+3 TIRAFONDI)

JOINT	σ_x	σ_y	σ_z	τ_{xy}	τ_{xz}	τ_{yz}
1126	.3497E+00	.8263E-01	-.7412E-02	.8524E-02	.1014E+00	.5706E-01
1127	.3132E+00	.2314E+00	.4870E+00	.2647E-01	.1576E-01	.5986E+00
1128	.5936E-02	.2284E-02	.1872E-01	-.1616E-01	-.1396E+00	.1542E-01
1137	.2196E+00	.1874E+00	.1423E+00	.3793E-01	.1996E+00	.7566E-01
1138	.3969E+00	.4871E+00	.1982E+01	.4410E-01	-.1090E-01	.6231E+00
1139	.1408E-01	.1242E-02	.4285E-01	-.2156E-01	-.4518E+00	.1736E-01
1148	.7756E+00	.2387E+00	.2787E+00	-.1720E-05	.5086E+00	-.9940E-04
1149	.7393E+00	.6317E+00	.2585E+01	-.7382E-04	.2661E+00	-.1196E-03
1150	.1617E-01	-.1005E-02	.5494E-01	-.1298E-03	-.4258E+00	.7470E-04
1247	.7546E-01	-.6050E-01	-.8292E-01	-.4956E+00	.5413E-01	-.6935E-02
1248	.4949E+00	.2169E+00	.3581E+00	-.3308E+00	.1590E-01	.6323E+00
1249	.1740E-01	.5407E-02	.2277E-01	.1117E+00	-.7155E-01	.1858E-01
1258	-.1021E+01	.1232E+00	.5183E-02	-.4270E+00	.9093E-01	.8659E-02
1259	.4506E+00	.7719E+00	.2143E+01	-.2658E+00	-.6766E-01	.6630E+00
1260	.4650E-01	.1345E-02	.5024E-01	.1272E+00	-.4106E+00	.2136E-01
1269	-.2501E+00	.2104E+00	.7423E-01	-.4404E-04	.4157E+00	-.5532E-04
1270	.1140E+01	.1001E+01	.2747E+01	-.1192E-03	.2961E+00	-.8482E-04
1271	.5560E-01	.2367E-03	.6838E-01	-.1618E-03	-.2841E+00	.3880E-04

TABELLA 2"

VERIFICA ALLA FESSURAZIONE
SOLLECITAZIONI PRINCIPALI
NEI PUNTI "JOINTS" DI COLLEGAMENTO
(SOSTEGNO CON 3+3 TIRAFONDI)

JOINT	σ_1	σ_2	σ_3
1126	.38E+00	.10E+00	-.55E-01
1127	.97E+00	.31E+00	-.25E+00
1128	.16E+00	-.96E-03	-.13E+00
1137	.41E+00	.17E+00	-.28E-01
1138	.22E+01	.41E+00	.25E+00
1139	.48E+00	-.42E+00	-.30E-03
1148	.11E+01	.24E+00	-.39E-01
1149	.26E+01	.70E+00	.63E+00
1150	.46E+00	-.39E+00	-.10E-02
1247	.51E+00	-.49E+00	-.84E-01
1248	.10E+01	.48E+00	-.42E+00
1249	.14E+00	.35E-01	-.13E+00
1258	-.12E+01	.27E+00	.10E-01
1259	.24E+01	.69E+00	.25E+00
1260	.47E+00	-.39E+00	.18E-01
1269	-.34E+00	.21E+00	.45E-01
1270	.28E+01	.11E+01	.10E+01
1271	.35E+00	-.22E+00	.20E-03

spetto a quelli "medi" riferiti al centro degli elementi base, e sono più attendibili per valutare l'andamento delle sollecitazioni massime. La terza tabella contrassegnata con il doppio apice riporta invece i valori relativi alle direzioni principali, lungo le quali, come noto, agiscono solo le sollecitazioni normali di trazione o compressione, le quali corrispondono, rispettivamente, a quelle massime di

trazione e a quelle minime di compressione nel punto indicato.

E' molto interessante il confronto fra le tabelle contrassegnate con la cifra "1" relative al caso di 2 + 2 tirafondi e le corrispondenti con la cifra "2" relative a quello di 3+3 tirafondi, in quanto è facile notare che nel 2° caso tutti i valori massimi delle sollecitazioni di trazione vengono abbattuti drasticamente, allontanando quindi il pericolo di fessurazione.

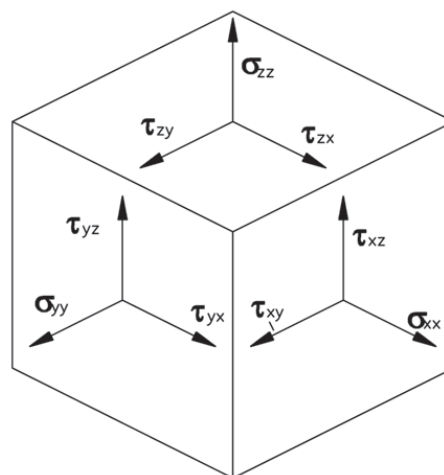


Fig. 11 – Tensori di sollecitazione.

TABELLA 3

VERIFICA ALLA FESSURAZIONE ESTRATTO DELLE SOLLECITAZIONI
NEGLI ELEMENTI "SOLID" (SOSTEGNO INFISSO DIRETTAMENTE)

ELEMENT ID	σ_{xx}	σ_{yy}	σ_{zz}	τ_{xy}	τ_{xz}	τ_{yz}
ELEMENT ID 734	.1214E+00	.1670E+00	.7791E+00	.1954E+00	.4331E+00	.4683E+00
ELEMENT ID 735	-.6978E-01	.9047E-01	.5003E+00	-.1063E+00	-.3078E+00	.3336E+00
ELEMENT ID 736	.3957E-01	-.1095E+00	-.5670E+00	-.1402E+00	-.3329E+00	-.3560E+00
ELEMENT ID 737	-.5183E-01	-.1665E+00	-.9182E+00	.1635E+00	.4359E+00	-.5135E+00
ELEMENT ID 744	.1189E+00	.3232E-01	.1020E+01	.3781E-01	.4725E+00	.5317E-01
ELEMENT ID 745	-.1496E+00	-.2226E-01	.6328E+00	-.9590E-01	-.3983E+00	.9127E-02
ELEMENT ID 746	.9660E-01	.7382E-03	-.7619E+00	-.9445E-01	-.4258E+00	-.3436E-01
ELEMENT ID 747	-.1202E-01	-.3625E-01	-.1239E+01	.4030E-01	.4781E+00	-.7806E-01
ELEMENT ID 834	.3090E+00	.2719E+00	.8551E+00	.2869E+00	.6256E+00	.7287E+00
ELEMENT ID 835	.1281E+00	.1936E+00	.7111E+00	-.1415E+00	-.3267E+00	.6241E+00
ELEMENT ID 836	-.1334E+00	-.2092E+00	-.7919E+00	-.1508E+00	-.3181E+00	-.6648E+00
ELEMENT ID 837	-.2764E+00	-.2835E+00	-.1061E+01	.3200E+00	.7845E+00	-.8519E+00
ELEMENT ID 844	.3017E+00	.9442E-01	.1201E+01	.1265E+00	.7445E+00	.4887E-01
ELEMENT ID 845	.1616E-01	.3695E-01	.9565E+00	-.1389E+00	-.5398E+00	.1397E-01
ELEMENT ID 846	-.3995E-01	-.7909E-01	-.1135E+01	-.1386E+00	-.5039E+00	-.4157E-01
ELEMENT ID 847	-.2572E+00	-.1411E+00	-.1533E+01	.1327E+00	.1007E+01	-.7294E-01
ELEMENT ID 934	.5224E+00	.9279E+00	.8689E+00	.1663E-01	.6608E+00	.9402E+00
ELEMENT ID 935	.9199E+00	.9789E+00	.1017E+01	-.4210E-01	-.1445E+00	.9557E+00
ELEMENT ID 936	-.8706E+00	-.1018E+01	-.1124E+01	.4631E-01	-.1673E+00	-.1030E+01
ELEMENT ID 937	-.8598E+00	-.1121E+01	-.1187E+01	.1683E+00	.9112E+00	-.1159E+01
ELEMENT ID 944	.5879E+00	.1704E+00	.1266E+01	.3679E+00	.9888E+00	.5151E-01
ELEMENT ID 945	.6642E+00	.1733E+00	.1344E+01	-.2377E+00	-.4486E+00	.4510E-01
ELEMENT ID 946	-.5987E+00	-.2339E+00	-.1578E+01	-.2477E+00	-.4563E+00	-.7263E-01
ELEMENT ID 947	-.1109E+01	-.3752E+00	-.1755E+01	.3908E+00	.1395E+01	-.6549E-01

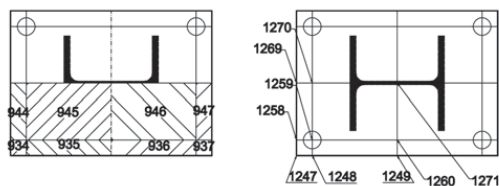


Fig. 12 – Numerazione elementi Shell e Nodi di relativa alla piastra di base del palo.

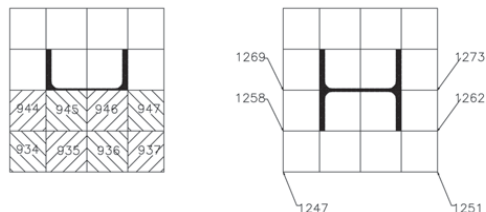


Fig. 13 – Numerazione elementi Solid e Nodi della parte superiore del blocco aderente al sostegno.

La fig.13 invece si riferisce al caso del sostegno infisso direttamente nel blocco, e le tabelle contrassegnate con la cifra 3 sono quelle relative a questo caso, analoghe

a quelle già descritte per i precedenti assetti strutturali. E' facile notare che i corrispondenti valori delle sollecitazioni sono senz'altro superiori rispetto ai due casi precedenti.

TABELLA 3'

VERIFICA ALLA FESSURAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI
NEI PUNTI "JOINTS"- DI COLLEGAMENTO (SOSTEGNO INFISSE DIRETTAMENTE)

JOINT	σ_{xx}	σ_{yy}	σ_{zz}	τ_{xy}	τ_{xz}	τ_{yz}
1005	.1461E+00	.1201E+00	.2983E+00	.1201E+00	.2262E+00	.2151E+00
1006	.5972E-01	.2857E+00	.7202E+00	.5101E-01	.3770E-01	.6143E+00
1007	-.6574E-02	-.6631E-02	.3345E-01	-.1038E+00	-.2328E+00	.1295E-01
1008	-.4747E-01	-.3065E+00	-.8538E+00	.2790E-01	.4679E-01	-.6798E+00
1009	-.1304E+00	-.1399E+00	-.3763E+00	.1170E+00	.2619E+00	-.2629E+00
1016	.3011E+00	.7444E-01	.5738E+00	.1108E+00	.4751E+00	.1617E+00
1017	.1661E+00	.1795E+00	.1523E+01	.3445E-01	.1744E+00	.4878E+00
1018	-.2795E-01	-.5754E-02	.4882E-01	-.1268E+00	-.4100E+00	.2550E-02
1019	-.1112E+00	-.2089E+00	-.1850E+01	.1346E-01	.2379E+00	-.5509E+00
1020	-.2239E+00	-.8640E-01	-.7485E+00	.1076E+00	.5712E+00	-.2073E+00
1027	.2405E+00	.3760E-01	.6300E+00	.3864E-04	.3431E+00	-.4006E-04
1028	.2279E-01	.5196E-01	.1587E+01	.4241E-04	-.3487E-01	-.4466E-04
1029	-.3413E-01	.3761E-02	.2740E-01	-.2226E-04	-.5240E+00	-.4373E-05
1030	.2265E-01	-.1024E+00	-.2004E+01	.4937E-04	.4000E-01	.3987E-03
1031	-.1678E+00	-.4231E-01	-.8383E+00	.1327E-03	.4572E+00	.1118E-03
1126	.2796E+00	.7818E-01	.6752E-01	.8918E-01	.1865E+00	.1354E+00
1127	.2490E+00	.5207E+00	.6101E+00	.4997E-01	.7212E-01	.8427E+00
1128	.8549E-02	.2095E-01	.7274E-01	-.8642E-01	-.1492E+00	.4345E-01
1129	-.2343E+00	-.5793E+00	-.7743E+00	.8944E-01	.8703E-01	-.9871E+00
1130	-.2970E+00	-.9374E-01	-.7700E-01	.1303E+00	.2258E+00	-.1776E+00
1137	.1530E+00	.3650E-01	.3649E+00	.1092E+00	.5301E+00	.9727E-01
1138	.3385E+00	.4066E+00	.2114E+01	.3205E-01	.3354E+00	.7873E+00
1139	.1267E-01	.2133E-01	.9331E-01	-.1581E+00	-.3291E+00	.3209E-01
1140	-.3880E+00	-.5115E+00	-.2722E+01	.6824E-01	.5181E+00	-.9367E+00
1141	-.2703E+00	-.6125E-01	-.5138E+00	.1470E+00	.7375E+00	-.1378E+00
1148	.3331E+00	.5714E-01	.2957E+00	.2063E-04	.4203E+00	-.1877E-04
1149	.1779E+00	.1149E+00	.2037E+01	.5822E-04	.3706E-01	-.2058E-05
1150	.7158E-02	.4856E-02	.9229E-01	.2884E-04	-.6452E+00	-.1636E-04
1151	-.2060E+00	-.2419E+00	-.2689E+01	.6273E-04	.2030E+00	.1469E-03
1152	-.4346E+00	-.1009E+00	-.3889E+00	.8095E-04	.6111E+00	.8585E-04
1247	.3853E+00	.2754E+00	-.6241E-01	-.1580E+00	.1299E+00	.7302E-01
1248	.7442E+00	.1221E+01	.4858E+00	-.2032E-01	.6431E-01	.9311E+00
1249	.2483E-01	.3465E-01	.9277E-01	.1315E+00	-.9103E-01	.6133E-01
1250	-.8443E+00	-.1385E+01	-.6627E+00	.6769E-01	.7628E-01	-.1124E+01
1251	-.5304E+00	-.3416E+00	.1013E+00	-.1104E+00	.1613E+00	-.1015E+00
1258	.1093E+00	.3366E+00	.2261E+00	.1841E-02	.5385E+00	.4295E-01
1259	.1118E+01	.1246E+01	.2418E+01	.2033E-01	.4519E+00	.9487E+00
1260	.5702E-01	.2322E-01	.1140E+00	-.8253E-01	-.2208E+00	.5206E-01
1261	-.1512E+01	-.1538E+01	-.3196E+01	.1106E+00	.6676E+00	-.1155E+01
1262	-.6027E+00	-.4701E+00	-.3387E+00	.6020E-01	.7794E+00	-.6928E-01
1269	.5405E+00	.1245E+00	.8041E-01	.3084E-05	.4449E+00	-.9889E-05
1270	.9832E+00	.2239E+00	.2251E+01	.7636E-04	.8827E-01	.3258E-05
1271	.5892E-01	.1586E-03	.1274E+00	.6796E-04	-.6842E+00	-.1536E-04
1272	-.1373E+01	-.4690E+00	-.3033E+01	.9963E-04	.2710E+00	.7582E-04
1273	-.1037E+01	-.2596E+00	-.7708E-01	.7932E-04	.6424E+00	.5417E-04

ti, anche se, a parere dello scrivente, sono da ritenere anch'essi accettabili in quanto, man mano che ci si allontana dal palo, si ritorna rapidamente a valori delle sollecitazioni di trazione accettabili per il calcestruzzo.

Da queste prime valutazioni è importante evidenziare che le sollecitazioni di trazione nel calcestruzzo possono raggiungere in condizioni di servizio il limite di fessurazione solamente nella zona aderente al palo o al tirafondo teso; in queste condizioni essendo il calcestruzzo poco o punto fessurato ci si è assicurati di non essere lontani dall'ipotesi iniziale fondamentale secondo cui il calcestruzzo lavorerebbe nel primo stadio con un modulo elastico secante uguale a " E_c ". Questo significa che i risultati del cal-

colo automatico condotto in condizioni di servizio possono essere considerati abbastanza attendibili per lo studio del quadro fessurativo nel calcestruzzo. Invece se ci ponessimo il problema di valutare e quindi controllare l'apertura di eventuali fessure, soprattutto nel caso del palo infisso, il calcolo andrebbe affrontato in campo non lineare con degli ostacoli notevoli dovuti al fatto che l'area del manicotto di calcestruzzo che collabora con l'acciaio, la posizione della prima fessura e la distanza media fra le successive fessure sono incognite. In pratica la seguente equazione si presenterebbe con le due incognite in $A_{c,eff}$ e Δz :

$$f_{ctk} * A_{c,eff} = f_{bk} * \Delta z * \pi * \Phi$$

TABELLA 3"
VERIFICA ALLA FESSURAZIONE
SOLLECITAZIONI PRINCIPALI
NEI PUNTI "JOINTS" DI COLLEGAMENTO
(SOSTEGNO INFISSE DIRETTAMENTE)

JOINT	σ_1	σ_2	σ_3
1005	.59E+00	.13E-01	-.37E-01
1006	.12E+01	.58E-01	-.15E+00
1007	.27E+00	-.24E+00	-.96E-02
1008	-.13E+01	.15E+00	-.45E-01
1009	-.69E+00	.62E-01	-.18E-01
1016	.97E+00	.33E-01	-.58E-01
1017	.17E+01	.15E+00	.18E-01
1018	.44E+00	-.42E+00	-.25E-02
1019	-.20E+01	-.24E-02	-.12E+00
1020	-.12E+01	.14E+00	-.39E-01
1027	.83E+00	.38E-01	.40E-01
1028	.16E+01	.52E-01	.22E-01
1029	.52E+00	-.53E+00	.38E-02
1030	-.20E+01	.23E-01	-.10E+00
1031	-.11E+01	.64E-01	-.42E-01
1126	.45E+00	.63E-01	-.85E-01
1127	.14E+01	.24E+00	-.28E+00
1128	.23E+00	-.37E-02	-.13E+00
1129	-.17E+01	.32E+00	-.22E+00
1130	-.54E+00	.11E+00	-.47E-01
1137	.83E+00	-.28E+00	.12E-01
1138	.25E+01	.33E+00	.62E-01
1139	.43E+00	-.31E+00	.98E-02
1140	-.32E+01	-.36E+00	-.10E+00
1141	-.12E+01	.36E+00	-.27E-01
1148	.74E+00	.57E-01	-.11E+00
1149	.20E+01	.18E+00	.11E+00
1150	.70E+00	-.60E+00	.49E-02
1151	-.27E+01	-.24E+00	-.19E+00
1152	-.10E+01	.20E+00	.10E+00
1247	.51E+00	.22E+00	-.13E+00
1248	.19E+01	.75E+00	-.15E+00
1249	.17E+00	.13E+00	-.15E+00
1250	-.22E+01	-.84E+00	.16E+00
1251	-.60E+00	.17E+00	-.33E+00
1258	.71E+00	.33E+00	-.37E+00
1259	.30E+01	.11E+01	.62E+00
1260	.34E+00	.30E-03	-.14E+00
1261	-.40E+01	-.14E+01	-.86E+00
1262	-.13E+01	.32E+00	-.46E+00
1269	.81E+00	.12E+00	-.19E+00
1270	.23E+01	.98E+00	.22E+00
1271	.78E+00	-.59E+00	.16E-03
1272	-.31E+01	-.13E+01	-.47E+00
1273	-.14E+01	.24E+00	-.26E+00

dove $A_{c,eff}$ è proprio l'area efficace del manicotto di calcestruzzo intorno all'acciaio teso e Δz è la distanza media fra le fessure.

Questo tipo di problema, legato al controllo del quadro fessurativo del calcestruzzo, è stato ampiamente affrontato e riportato nelle varie normative non in maniera generalizzata ma solamente per casi molto specifici e con l'intento di offrire all'armatura metallica un sufficiente livello di protezione dalla corrosione, ipotizzando un'area del calcestruzzo "collaborante" con l'armatura da proteggere legata essenzialmente allo spessore del copriferro. Nel ca-

so del palo infisso direttamente al blocco, come già accennato, il problema si complicherebbe ulteriormente dato che non è possibile ipotizzare a priori neanche la forma del manicotto di calcestruzzo che collabora a trazione.

In ogni caso si è del parere che l'inevitabile presenza di fessure, se controllate, non costituisce un problema; infatti in EC2 al punto 4.4.2.2.P(2) viene consentito il calcestruzzo fessurato anche in ambienti molto aggressivi, prescrivendo che l'ampiezza delle stesse non deve essere superiore a 0,3 mm con la combinazione di carico quasi permanente. In questo caso occorrerebbe considerare quale resistenza di prima fessurazione del calcestruzzo al posto del frattile 5%, il corrispondente frattile 95% della resistenza caratteristica a trazione, quindi occorrerebbe considerare la resistenza efficace minima a trazione pari a $f_{ct,eff} = 3MPa$ corrispondente a quella minima che si mobilita con la prima fessura.

6. Conclusioni

La presenza di calcestruzzo fessurato è da ritenere un evento che si verifica per tutti i tipi di sostegno, probabilmente anche per quelli Mannesman, in quanto i valori in gioco delle sollecitazioni da momento flettente rispetto a quelli da sforzo normale in molti casi rendono il sostegno più simile ad una trave che a un pilone; l'importante è aver constatato per tutti i tipi strutturali esaminati che la zona con un elevato tasso della sollecitazione di trazione è molto limitata. L'andamento geometrico delle inevitabili fessure (ortogonali ai tirafondi) è quasi orizzontale, in quanto devono seguire prevalentemente le direzioni ortogonali alle sollecitazioni principali σ_1 , quasi parallele alle σ_{zz} . Avendo verificato che diminuiscono rapidamente, man mano che avviene lo scarico delle sollecitazioni dal palo al blocco, è da ritenere non necessaria un'estesa armatura del tipo riportata nelle attuali Specifiche Tecniche, auspicando invece l'adozione di tipologie riportate, al solo titolo indicativo, nelle figg.14 e 15, relative, rispettivamente, al caso con i tirafondi ed a quello con il palo infisso.

Lo scopo di queste armature, molto semplici, surrogabili anche con una rete elettrosaldata, è quello di prevenire e quindi controllare un'eventuale fessurazione verticale, molto pericolosa in ambienti aggressivi o in presenza di correnti vaganti; ovviamente gli unici ferri attivi, fuori calcolo, capaci di limitare il propagarsi di un'eventuale innesco fessurativo sono i tondini orizzontali piegati sullo staffone superiore, mentre la rimanente parte di armatura costituita dagli altri 2 staffoni è solamente utile come sostegno sia per questi ferri sia per la DIMA di posizionamento dei tirafondi.

In conclusione il sostegno esaminato pur essendo un caso limite ha fornito dei risultati molto positivi e tali da poter affermare che nelle stazioni questo tipo può rappresentare una valida alternativa, interessante soprattutto sotto l'aspetto economico, ai sostegni tubolari tipo Mannesman, con l'unica criticità aggiunta rispetto a questi deri-

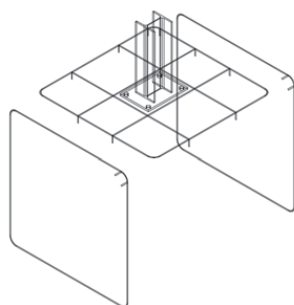


Fig. 14 – Ipotesi di armatura per il blocco di calcestruzzo.

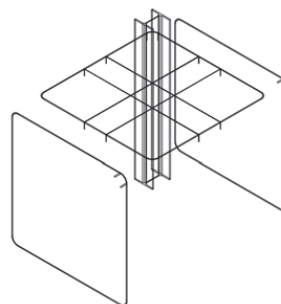


Fig. 15 – Possibile armatura blocco di fondazione per palo infisso direttamente.

vante dall'instabilità laterale per presso-flessione, comunque fronteggiabile scegliendo opportunamente la sezione. Molto efficace, anche rispetto agli stessi Mannesman, potrebbe essere l'utilizzo di questi sostegni per la formazione delle colonne per travi tipo MEC, infatti progettando un attacco trave-colonna tale da far prevedere un comportamento a "traverso rigido" del tipo schematizzato in fig. 16 è possibile una drastica riduzione dell'altezza libera di inflessione secondo la direzione debole da "2L" a "L", limitando in tal modo tutti i problemi che potrebbero derivare dall'instabilità laterale. A parere dello scrivente è indifferentemente utilizzabile sia la posa con infissione diretta del sostegno al blocco sia la posa con tirafondi, quest'ultima, leggermente più costosa, da realizzarsi preferibilmente con la malta collaborante e con più di due tirafondi di diametro opportuno, sarebbe comunque obbligatoria nei casi in cui è necessario limitare la profondità degli scavi a causa di impedimenti di vario tipo, sempre presenti all'interno dei piazzali ferroviari. Ovviamente non si dovrebbe rinunciare ad un minimo di armatura, tra l'altro prevista, seppure empiricamente, anche dalla normativa; infatti la zona di attacco del sostegno al blocco di calcestruzzo costituisce intersezione fra due elementi strutturali distinti, per i quali al punto 5.4.8. dell'EC2 è scritto che "Qualora all'estremità di un elemento o all'intersezione di due elementi strutturali agiscano una o più forze concentrate, si prevederanno armature locali supplementari in grado di assorbire le forze di trazione trasversali indotte da queste forze".

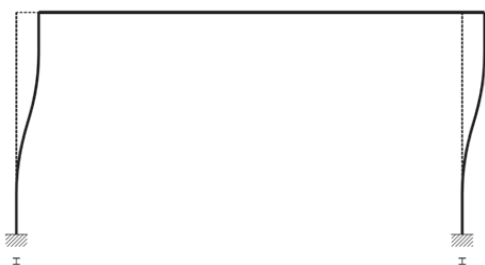


Fig. 16 – Deformabilità portale a traverso rigido.

BIBLIOGRAFIA

- [1] E. GIANGRECO, "Ingegneria delle Costruzioni", Volume 3° - UTET.
- [2] E. F. RADOĞNA - "Tecnica delle Costruzioni", Vol. 1° - Zanichelli.
- [3] E. F. RADOĞNA - "Tecnica delle Costruzioni", Vol. 2° - Masson Editoriale ESA.
- [4] G. BALLIO, F.M. Mazzolani, "Strutture in acciaio" - Hoepli.
- [5] A. GHERSI, "Il Cemento Armato", Dario Flaccovio Editore.
- [6] Joseph E. BOWLES, "Fondazioni, Progetto ed Analisi", Mc Graw Hill Libri Italia.
- [7] Vsevolod Ivanovic FEODOSEV, "Resistenza dei materiali", Editori riuniti.
- [8] "SAP90 - Release 5.12 User's Manuals" - Computers and structures Inc., Berkeley, California
- [9] "SAP2000 NL - Release 8.0.8 User's Manuals" - Computers and structures Inc., Berkeley, California
- [10] D.M. 9/1/96 "Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- [11] D.M. 16/1/96 "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
- [12] Circolare 14/07/96 del Ministero dei Lavori Pubblici n°156AA.GG/STC, "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
- [13] ENV 1992, Eurocodice 2 Progettazione delle strutture in calcestruzzo.
- [14] ENV 1993, Eurocodice 3 Progettazione delle strutture in acciaio.
- [15] Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n°159 del 14/09/2005 - Norme Tecniche per le Costruzioni.