

Sopraelevare senza toccare

Adding a storey without interaction with the existing building

Luigi Di Rosa¹ ■

Sommario

In questo lavoro si illustrano le principali problematiche riscontrate nel progetto di sopraelevazione di una struttura sanitaria per il suo necessario ampliamento e, come l'utilizzo dell'acciaio abbia consentito la soluzione dei numerosi problemi senza interrompere la funzionalità della struttura stessa. La nota, per lo spazio limitato, riesce solo a segnalare i problemi riscontrati e si sofferma, sempre velocemente, solo alle problematiche relative alla costruzione in acciaio; in altre sedi si approfondiranno altri temi di grande interesse quali lo studio delle fondazioni e le interazioni anche in questo caso tra vecchio e nuovo, le fasi costruttive ed il necessario monitoraggio in corso d'opera ed in particolare durante i principali getti di calcestruzzo.

Abstract

The main issues faced in the design and the construction of the "raising" of an extension of a private clinic without interrupting the functionalities of the existing structure beneath and how the use of steel structural elements has allowed to solve many relevant problems are described in this work. For the sake of simplicity, only the most important information and the main steps related to the design and the construction of the new steel structure will be emphasizing, whilst the remaining interesting issues concerning the detailed study of the foundations, the interaction between the new and the existing structures and the monitoring procedure used during the cast-in-place of the concrete, will be presented elsewhere.

1. Premessa

Non esiste una soluzione unica, non esiste la soluzione perfetta, ma spesso la soluzione è dettata da esigenze che nemmeno si riescono a valutare al momento di intraprendere il progetto. La soluzione che si è proposta nel caso dell'intervento di adeguamento igienico-funzionale descritto di seguito in questo articolo è, nel caso specifico, frutto di un coacervo di esigenze che difficilmente potevano trovare riscontro in altri casi e che rappresentano il lato di maggiore interesse dell'intervento stesso:

- realizzazione di due piani aggiuntivi;
- continuità di esercizio;
- assenza assoluta di interferenze con la struttura preesistente sottostante;
- sicurezza massima del cantiere con interferenze continue con le altre attività connesse all'esercizio della struttura, nonché con la struttura preesistente sottostante;
- rapidità di esecuzione e perfetta rispondenza al cronoprogramma dei lavori;
- leggerezza strutturale;
- sicurezza sismica massima, almeno per la parte di nuova costruzione.

2. Descrizione analitica del progetto

Il lavoro è consistito nel progetto delle strutture riguardanti i lavori di Adeguamento igienico-funzionale di una struttura sanitaria in Aversa

(CE) (in Figura 1 è mostrata la vista frontale prima dell'intervento), effettuati ai sensi delle direttive contenute nella Delibera di Giunta Regione Campania n. 7301 e 3058/01 di rettifica, pubblicata sul B.U.R.C. in data 11 gennaio 2002 inerente le "Definizioni dei requisiti strutturali, tecnologici ed organizzativi minimi per l'autorizzazione alla realizzazione, all'esercizio delle attività sanitarie e/o socio-sanitarie delle strutture pubbliche e private". Da notizie assunte direttamente in loco, l'immobile risulta realizzato negli anni intorno al 1950 e si presenta come un unico organismo strutturale del tipo "misto", con membrature in c.a e muratura portante e privo di soluzioni di continuità. Dal punto di vista planimetrico, esso è riconducibile ad uno schema caratterizzato da una sezione due volte connessa, avente una corte interna, con due ordini di pilastrate in elevazione al piano terra ed al primo piano. I lavori di adeguamento igienico-funzionale della struttura sanitaria prevedono l'ampliamento della stessa mediante la realizzazione di ulteriori due piani, sormontanti la struttura esistente, senza che vi sia alcuna interazione di tipo strutturale fra la struttura da realizzare e quella esistente sottostante. Pertanto, la realizzazione degli ulteriori due piani sulla struttura esistente non rientra nella definizione di "sopraelevazione" vera e propria, in quanto si è trattato in realtà di una

¹ Ingegnere Progettista delle strutture, Direttore tecnico Studio "ItalProgetti Engineering Di Rosa & Partners", Via Tribunale, 8, Aversa (CE) - ✉ ingluigidirosa@alice.it

costruzione "ex novo", la quale ha involupato completamente il preesistente organismo strutturale, non interagendo con esso in alcun modo (nelle Figure 2 e 3 è anticipato lo stato finale della struttura a intervento completato, in particolare per quanto riguarda la vista frontale ed il lato posteriore). Punto focale, nonché delicato, dell'intervento progettuale "de quo" è stato quello di operare al di sopra ed intorno alla struttura sanitaria, che comunque ha continuato ininterrottamente l'esercizio sanitario ricettivo. In ossequio alla conversione in legge del decreto legge 31 dicembre 2007 n. 248 cosiddetto "milleproroghe", e precisamente all'art. 20, la struttura in oggetto descritta in questo articolo, rientrando nell'elenco "A" degli edifici ed opere infrastrutturali di interesse strategico, la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile (cfr. Deliberazione di Giunta Regione

Campania n. 3573 del 05 dicembre 2003 pubblicata su B.U.R.C. n. 4 del 26 gennaio 2004 "Edifici e Infrastrutture "Strategici" e "Rilevanti" di Interesse Regionale), è stata obbligatoriamente progettata, nonché verificata, in conformità alle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008. In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività ovvero di un eventuale collasso, la costruzione appartiene alla Classe d'uso IV, di cui al D.M. 14 gennaio 2008 punto 2.4.2 "Classi d'uso". Le membrature sono state modellate con l'ausilio di due differenti codici di calcolo agli elementi finiti, tutto ciò a causa della specificità e dell'imponenza dell'opera strutturale stessa. L'affidabilità dei codici utilizzati è stata verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti, sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dai produttori stessi.

Figura 1
Vista frontale della struttura
prima dell'intervento

Figura 2
Viste frontali della struttura
da due differenti angolazioni
dopo l'intervento

Figura 3
Vista lato posteriore dopo
l'intervento



1)



2a)



2b)



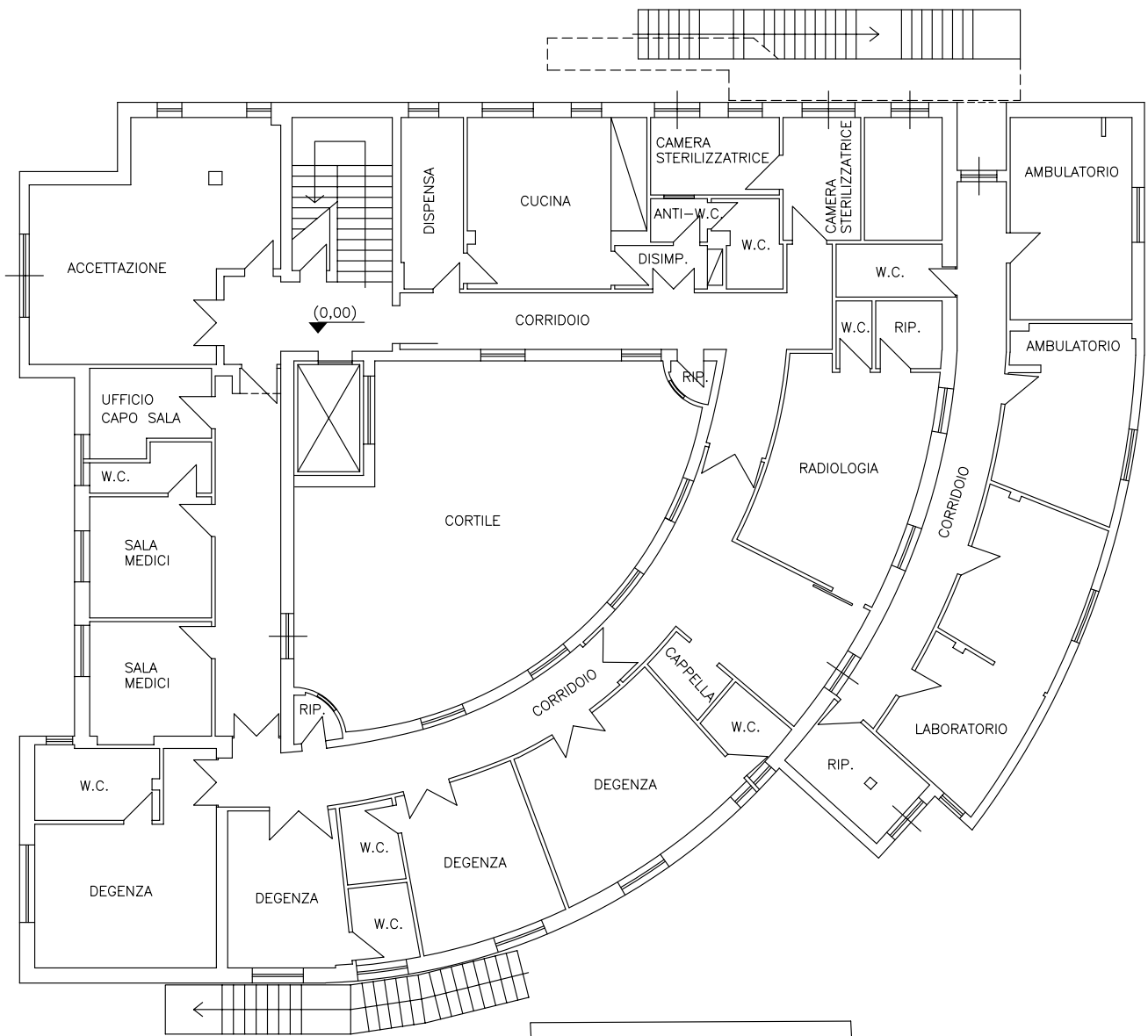
3)

3. Descrizione del manufatto esistente

Il manufatto esistente è riconducibile ad un sistema strutturale di tipo "misto" con membrature puntuali in conglomerato cementizio armato, talvolta accoppiate a pannelli in muratura portante in tufo giallo locale. Esso presenta una pianta abbastanza compatta, senza grosse sporgenze ovvero rientranze; e con una corte centrale avente una conformazione omotetica a quella del perimetro esterno (Figura 4). Per quel che concerne l'altezza raggiunta dall'ultimo impalcato, essa raggiunge un'altezza di circa 8,20 m rispetto al piano del cortile. La conoscenza, e quindi la tipologia adottata per le fondazioni della struttura esistente, è scaturita da rilievi "ad hoc" delle stesse a mezzo di indagini strumentali, mentre la conoscenza dei litotipi interessati dalla fondazione stessa, si è

avuta grazie alle risultanze sperimentali, delle indagini geognostiche in sito ed in laboratorio. La litologia intercettata dalle indagini geognostiche è caratterizzata dalla presenza di un banco di ceneri sciolte molto compressibili della potenza di circa 7.00 m, sormontante la formazione tufacea di base. Su tale formazione poggia il sistema fondale della struttura esistente, che si è riscontrato essere di tipo "a plinti" a forma tronco-piramidale, aventi lato di circa 200 cm di forma pressoché quadrata. L'organismo strutturale come detto innanzi, è composto da membrature verticali ed orizzontali in conglomerato cementizio armato di cattiva fattura, accoppiate talvolta a maschi murari di muratura di tufo; gli orizzontamenti sono tutti in latero-cemento tipo "STIMIP", molto utilizzata all'epoca.

Figura 4
Pianta della struttura oggetto di studio



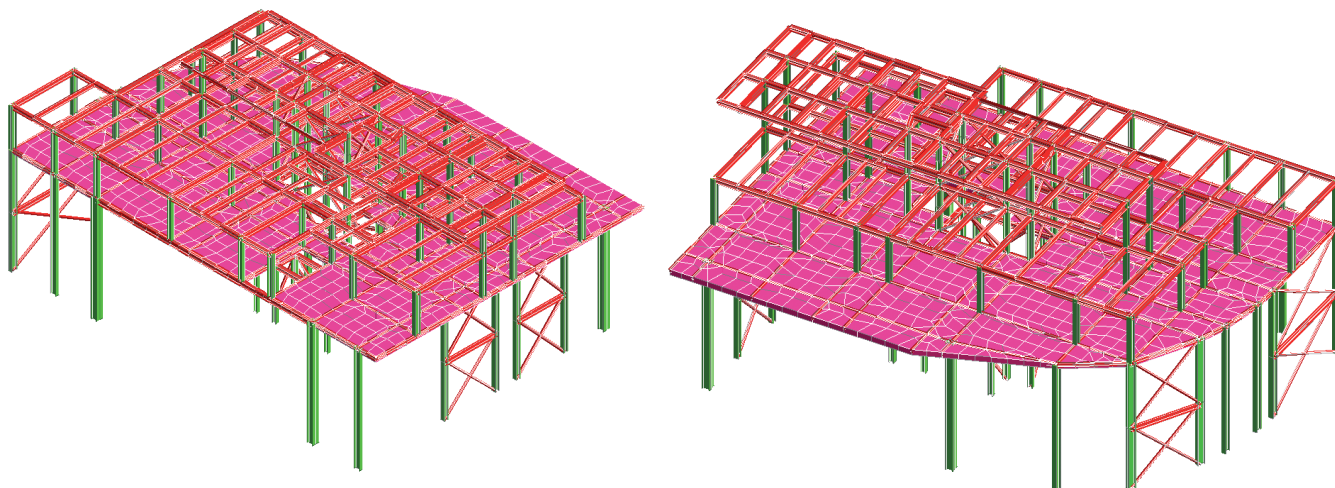
4. Modellazione della struttura

La modellazione della struttura è stata eseguita rispettando quanto descritto al punto 7.2.6 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008, G.U. n. 9 del 04 febbraio 2008, Figure 5 e 6). La struttura sismo-resistente è costituita da membrature in acciaio S355 ed in particolare la tipologia strutturale utilizzata rientra nell'ambito delle strutture intelaiate con controventi concentrici a diagonale tesa attiva (Figure da 7 a 11). La collocazione in pianta dei controventi concentrici è stata scelta in modo da conferire alla struttura opportune doti di rigidezza e resistenza bidirezionale di tipo traslante nonché doti di rigidezza torsionale. Il modello della struttura è tridimensionale e rappresenta le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza. L'analisi strutturale è stata condotta nell'ipotesi che la struttura sia incastrata in corrispondenza del collegamento colonna-fondazione (ipotesi di incastro al piede). L'impalcato del secondo livello è costituito da una soletta piena in calcestruzzo armato collaborante gettata su una lamiera grecata in acciaio tipo HI-BOND A55, utilizzata come cassero in fase di getto. Il collegamento tra le strutture orizzontali e le strutture verticali, talvolta "in falso" è garantito da un grigliato piano di travi principali in acciaio saldato ovvero flangiato alle colonne, che svolge anche la funzione portante nei confronti della lamiera grecata durante la fase di getto della soletta e, da un insieme di travi secondarie, incernierate agli estremi, sul quale agisce direttamente la lamiera grecata. Gli orizzontamenti del primo, terzo e quarto livello sono costituiti da un solaio composto acciaio-calcestruzzo formato da una lamiera grecata di acciaio e getto di completamento in calcestruzzo. La lamiera svolge la funzione di cassero durante la fase di getto, e costituisce parte dell'armatura longitudinale

dopo l'indurimento del calcestruzzo. La presenza di connettori a taglio opportunamente dimensionati assicura il collegamento tra la soletta in cemento armato e gli elementi strutturali in acciaio. Per effetto delle loro caratteristiche tipologiche e costruttive, gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano.

La struttura portante è stata progettata in Classe di Duttilità Bassa (CD"B") e, poiché è caratterizzata da una pianta irregolare, è stato adottato un valore del fattore di struttura di riferimento pari a $q_0 = 4$. La struttura, inoltre, è irregolare in elevazione, quindi il valore effettivo del fattore di struttura utilizzato per ciascuna direzione dell'azione sismica è stato ridotto attraverso l'espressione $q = q_0 \cdot K_r$, dove K_r vale 0.8. L'analisi è stata condotta considerando gli effetti della componente verticale dell'azione sismica e gli effetti torsionali aggiuntivi. Tale scelta è dettata rispettivamente dalla presenza di colonne "in falso" poste sulla soletta del secondo livello e dalle caratteristiche di irregolarità in pianta ed in elevazione della struttura. Nella tipologia strutturale impiegata, le zone dissipative sono principalmente collocate nelle diagonali tese che sono state progettate in modo che il loro snervamento preceda il raggiungimento della resistenza delle aste, la rottura delle connessioni e l'instabilizzazione delle travi e delle colonne. Le diagonali hanno essenzialmente funzione portante nei confronti delle azioni sismiche e, a tal fine, vengono considerate le sole diagonali tese. Tuttavia, al fine di evitare che nella condizione di pre-buckling (ovvero quando le diagonali tese e compresse sono entrambe attive) le colonne possano essere soggette ad una sollecitazione maggiore di quella valutata con riferimento allo schema con sole diagonali tese attive, l'analisi sismica è stata condotta anche in presenza della diagonale compressa. Le azioni

Figura 5
Viste assometriche del
modello strutturale



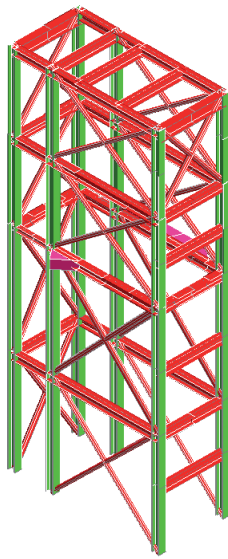


Figura 6
Particolare dei controventi concentrici del nucleo scala

Figura 7
Vista del lato posteriore durante la fase di montaggio della carpenteria metallica

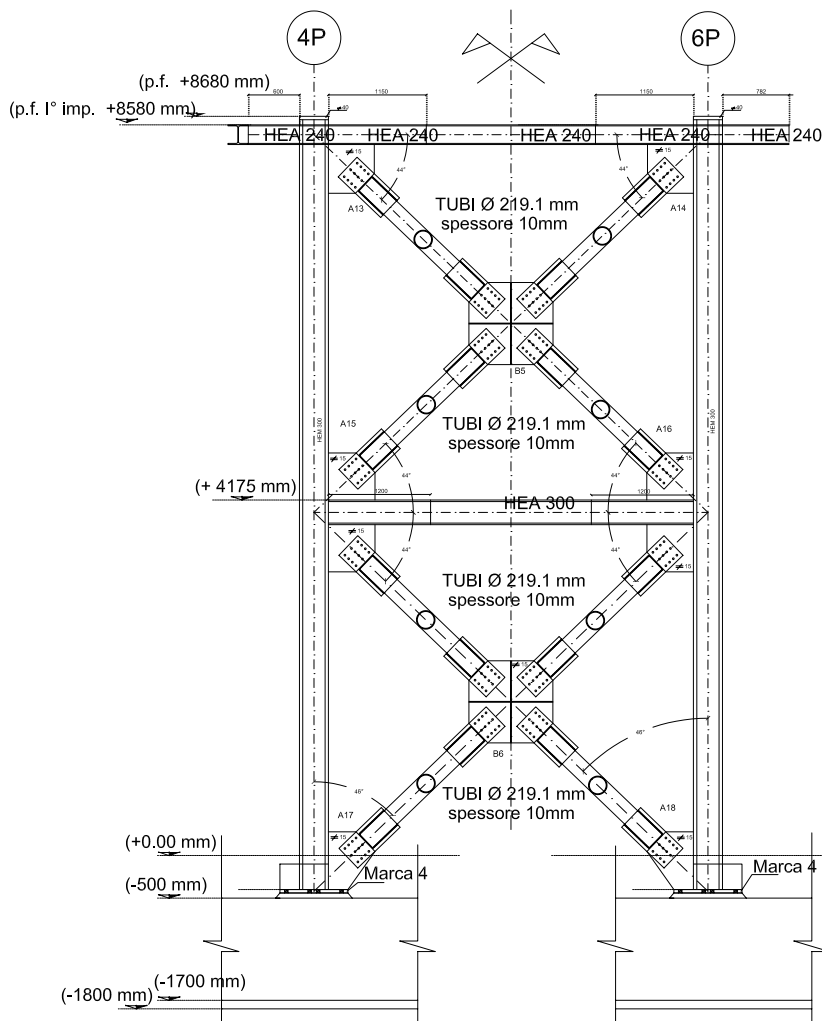


Figura 8
Disegni di dettaglio del controvento 4P 6P

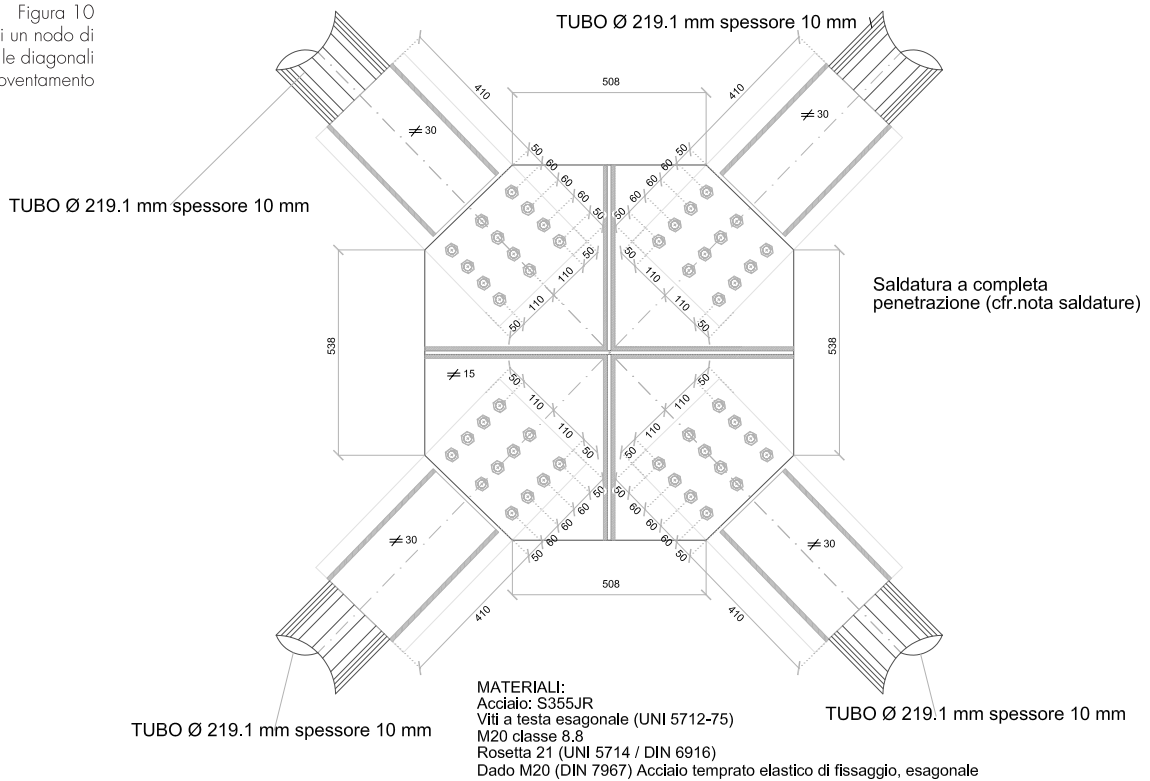
orizzontali sono assorbite principalmente da membrature soggette a forze assiali, mentre ai telai è affidato essenzialmente il compito di trasmettere i carichi verticali alla fondazione. Di conseguenza, le caratteristiche della sollecitazione sui telai sono dettate dalla combinazione dei carichi verticali piuttosto che dalla combina-

zione sismica e, quindi, le travi non subiscono plasticizzazioni sotto le azioni di tipo sismico. Non è stato pertanto essenziale il rispetto della condizione di gerarchia delle resistenze a taglio e a flessione sulle travi, infatti tale relazione deve essere verificata nelle sezioni in cui è attesa la formazione delle cerniere plastiche.

Figura 9
Vista dei controventi del vano scala durante la fase di montaggio



Figura 10
Particolare di un nodo di collegamento fra le diagonali di controventamento



5. Principali problematiche riguardanti la modellazione ed il progetto

5.1. Punzonamento

Le colonne in falso hanno creato non pochi problemi connessi al fenomeno del punzonamento colonna-piastra, che è stato risolto con l'inserimento al piede di moncherini in acciaio, in modo tale da aumentare l'area di contatto con il calcestruzzo e quindi ridurre notevolmente la tensione di rifollamento; le colonne scaricano le azioni al piede, in parte sul calcestruzzo per

rifollamento, ed in parte sulle membrature sottostanti, le quali sono aggrappate al calcestruzzo mediante opportuni elementi di connessione (Figure 12 e 13).

I modelli di collasso esaminati sono stati:

- collasso dei moncherini per superamento della tensione di rottura del calcestruzzo;
- deformazione concentrata del nodo sottostante, con plasticizzazione dei connettori soggetti a trazione.



Figura 11
Vista frontale durante la fase di montaggio della carpenteria metallica

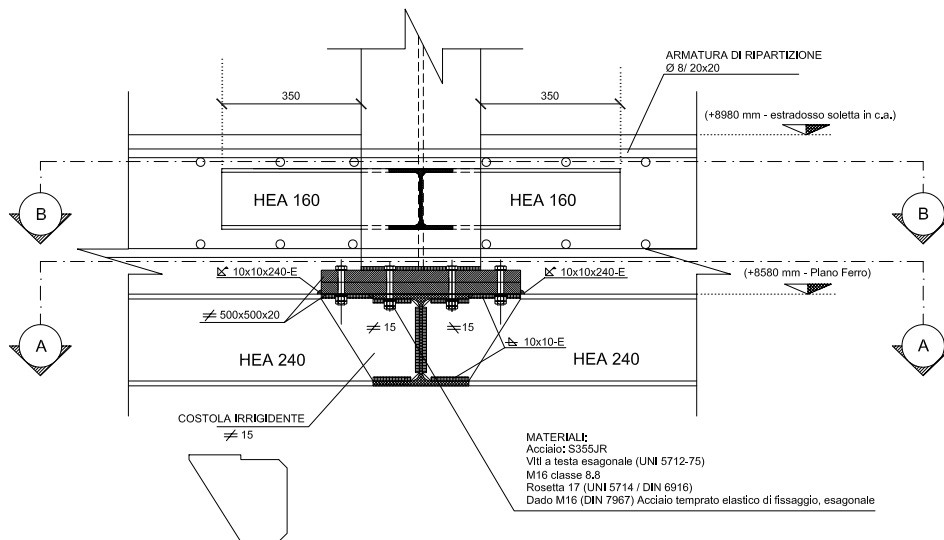
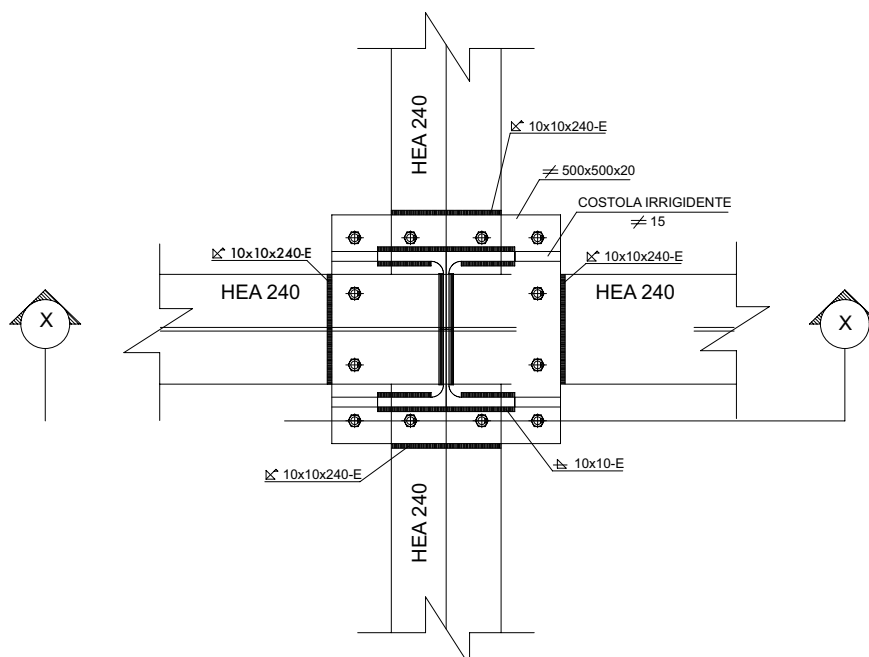
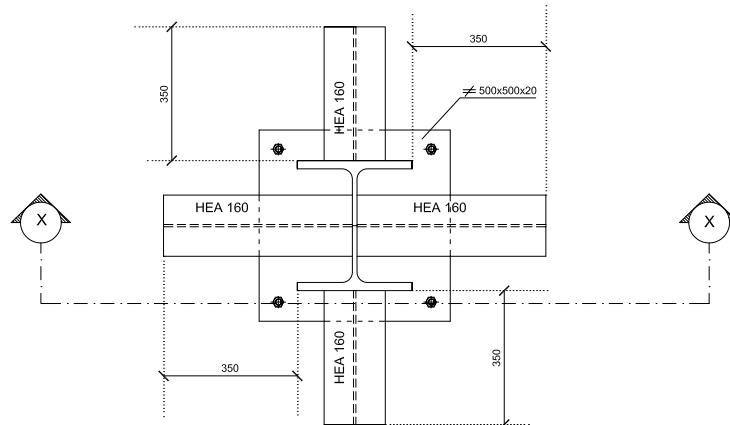


Figura 12
a) rappresentazione grafica del vincolo alla base delle colonne in falso;
b) vista A-A;
c) vista B-B

a)

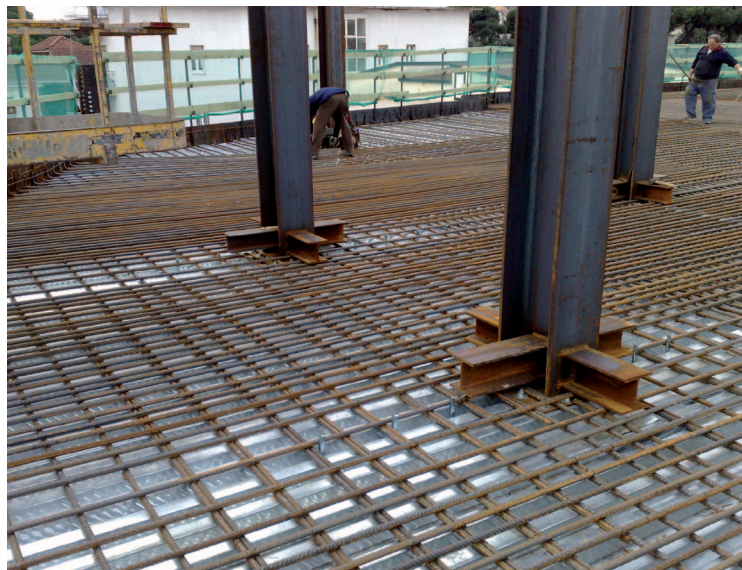


b)



c)

Figura 13
 Dettaglio del vincolo alla
 base della colonna "in falso"



5.2. Interazione tra la struttura di progetto e quella esistente

La seconda problematica che è stato necessario esaminare ha riguardato il rispetto delle distanze necessarie per scongiurare fenomeni di martellamento e/o di interazione con la struttura esistente.

Tale aspetto è stato curato a livello sia di struttura di fondazione sia di struttura in elevazione in accordo con il punto 7.2.2 delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" NTC 2008 di cui al D.M. 14 gennaio 2008. In particolare, al fine di evitare fenomeni di martellamento, le suddette NTC 2008 prescrivono che la distanza tra due punti che si fronteggiano non sia inferiore ad $1/100$ della quota dei punti considerati misurata dal piano di fondazione, moltiplicata per $ag \cdot S/0,5g$. Nel caso in esame l'accelerazione orizzontale massima allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita Umana (SLV) è $ag/g=0.208$ ed il coefficiente S che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche vale 1,38. Valutando, a vantaggio di sicurezza, l'altezza di riferimento dallo spiccatto dell'edificio esistente (circa 16,00 m) lo spostamento

massimo vale:

$$\frac{16.00}{100} \cdot 0.208 \cdot \frac{1.38}{0.5} = 0.092 \text{ m} = 9.2 \text{ cm} \quad (1)$$

Tale spostamento risulta essere minore della loro distanza minima tra gli edifici, imposta da progetto pari a 15 cm per cui è scongiurato il rischio di martellamento tra le due strutture contigue. Infine, è stata verificato che non ci sia interazione tra l'edificio esistente in c.a. e la nuova struttura in acciaio per effetto dei carichi verticali. A tale scopo è stata valutata la deformabilità verticale del primo impalcato della nuova struttura attraverso il calcolo delle frecce massime. Tali valori risultano essere sempre inferiori rispetto alla distanza minima tra l'estradosso dell'edificio esistente e l'intradosso della nuova struttura in acciaio, per cui è garantita anche in questo caso l'assenza di interazione con la struttura esistente. Nelle Figure 14 e 15 si riportano rispettivamente una fotografia del reticolo di travi realizzato al di sopra della struttura esistente e la mappatura degli spostamenti verticali in una delle condizioni più gravose. I risultati evidenziano che l'abbassamento massimo risulta di gran lunga



Figura 14
Vista del reticolo di travi in acciaio al di sopra della copertura esistente, che non toccano il solaio esistente

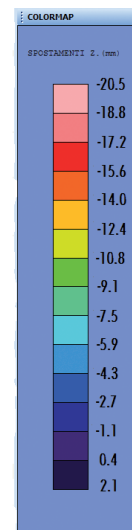
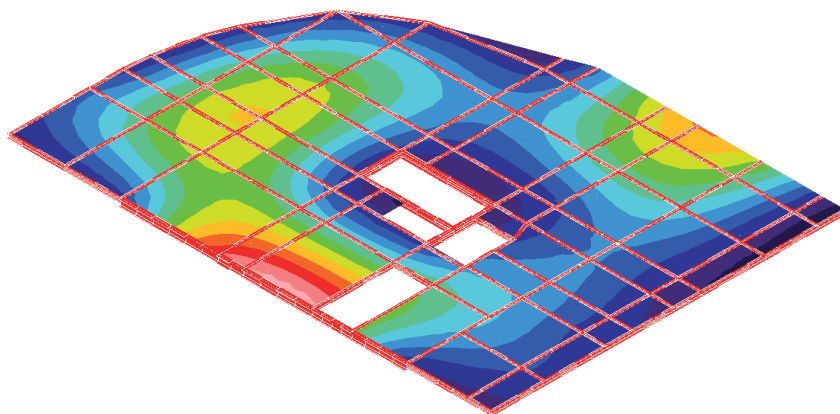


Figura 15
Mappatura degli spostamenti verticali dell'impalcato di progetto

inferiore alla distanza minima tra l'estradosso del solaio di copertura della struttura esistente e l'intradosso dell'impalcato di progetto. Dalle verifiche geotecniche effettuate, inoltre, le interazioni a livello di fondazione risultano del tutto trascurabili.

5.3. Solai

I solai degli impalcati alle quote 4110 mm, 12430 mm e 15866 mm sono del tipo misto acciaio-calcestruzzo, realizzati in lamiera grecata con getto di completamento in calcestruzzo (Figure da 16 a 20). Le verifiche di stabilità e di deformabilità sono state condotte a vantaggio di sicurezza prescindendo dal contributo della soletta collaborante. L'unica verifica effettuata per la trave composta acciaio-calcestruzzo, ha riguardato il taglio dei connettori tipo Hilti X-HVB con passo 15 cm. L'impalcato a quota 8980 mm è invece costituito da una soletta

piena di spessore 40 cm realizzata mediante un getto "massivo" di calcestruzzo su lamiera grecata Hi-Bond A55/P770 utilizzata come cassero. Poiché in fase di getto è stata prevista la realizzazione di una struttura provvisoria di puntellatura del piastrone, le verifiche di resistenza e di deformabilità di tali travi in fase di getto sono state omesse.

La notevole rigidità flessionale della soletta garantisce l'assenza di scorrimenti relativi rispetto alle travi in acciaio per effetto dei carichi verticali.

La trasmissione delle forze orizzontali nella combinazione sismica viene inoltre garantita dalle verifiche dei collegamenti nei nodi trave-colonna. A vantaggio di sicurezza sulle travi in acciaio dell'impalcato del che è questione, vengono comunque disposti connettori a taglio tipo Hilti X-HVB con passo 15 cm, in modo da migliorare la trasmissione delle azioni sismiche.



Figura 16
Posa lamiera grecata
(2° impalcato)



Figura 17
Vista dell'armatura della
piastra (2° impalcato)

Figura 18
Vista armatura piastra
(2° impalcato)

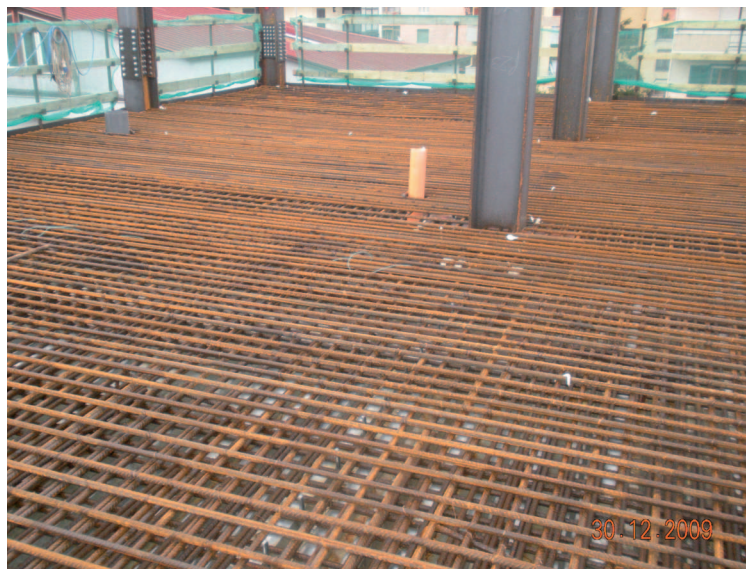
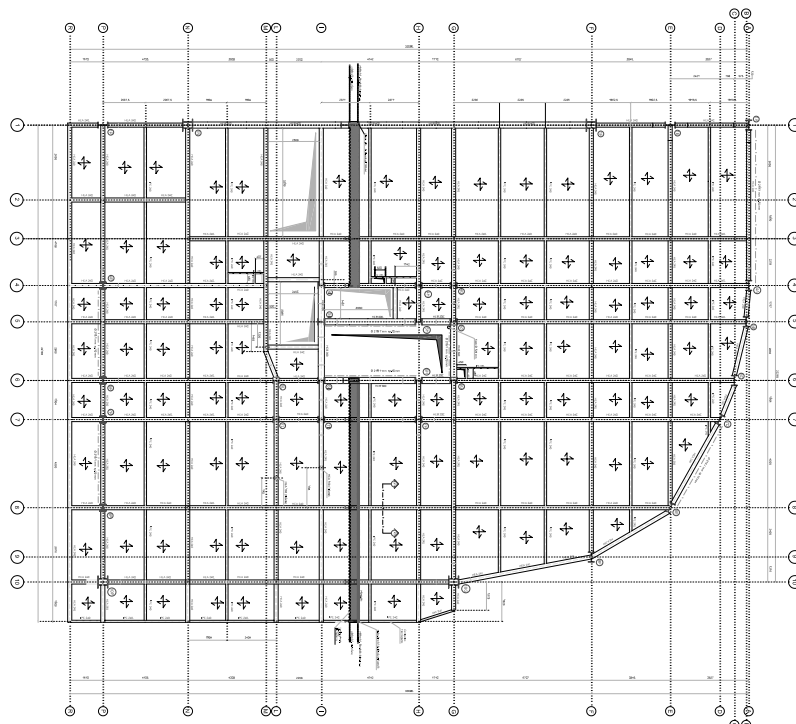


Figura 19
Impalcato a piastra in
c.a. sul quale agiscono le
colonne "in falso"



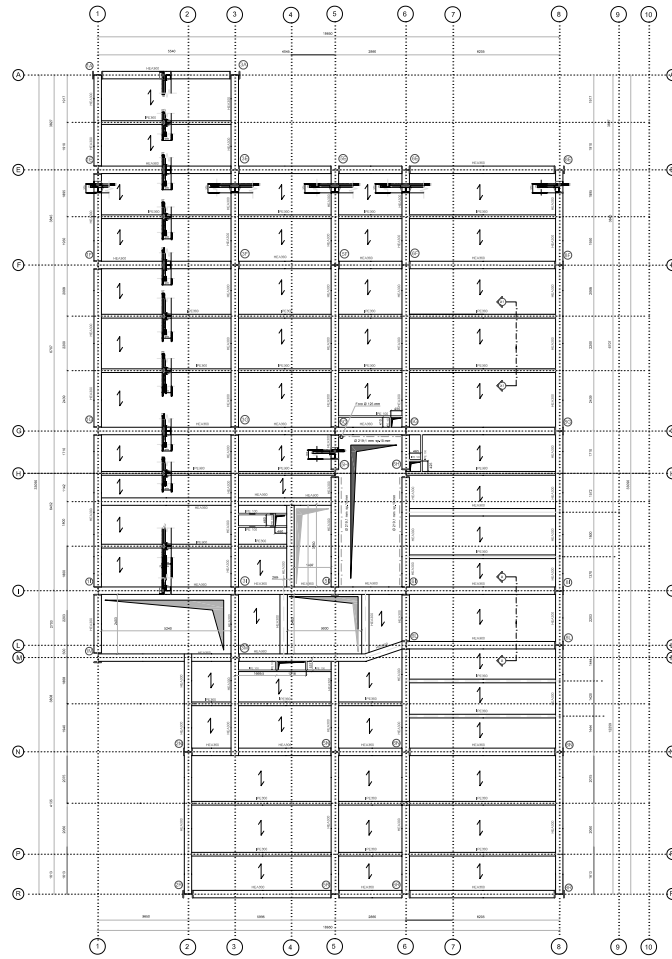


Figura 20
Carpenterie degli impalcati
alle quote:
a) 12430 mm e
b) 15866 mm

a)



b)

5.4. Collegamenti in acciaio

Per la realizzazione di collegamenti bullonati a completo ripristino di resistenza che siano in grado di trasmettere le tre caratteristiche della sollecitazione N, M e V si è fatto ricorso sia per le travi che per alcune colonne alla tipologia di giunti a coprigiunto (Figure da 21 a 23).

Per tale tipo di collegamenti il dimensionamento di massima dei coprigiunti di ala e di anima è stato condotto con riferimento a considerazioni puramente geometriche basate sull'uguaglianza dell'area della sezione resistente e/o dei corrispondenti momenti d'inerzia.

Figura 21
Dettaglio dei giunti trave-pilastro e diagonale-telaio

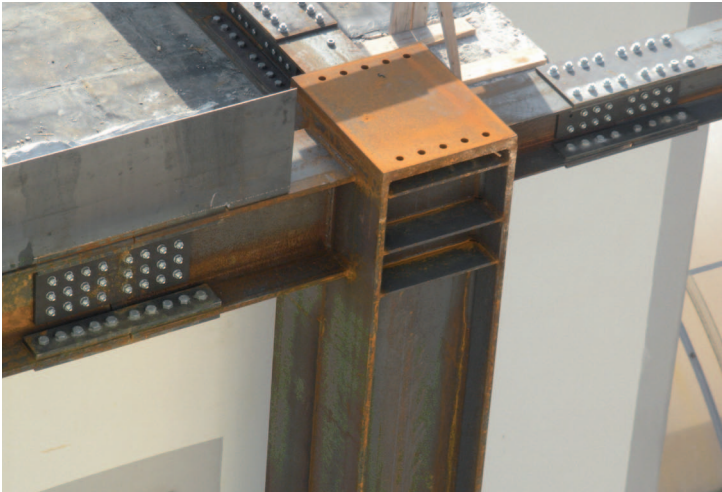
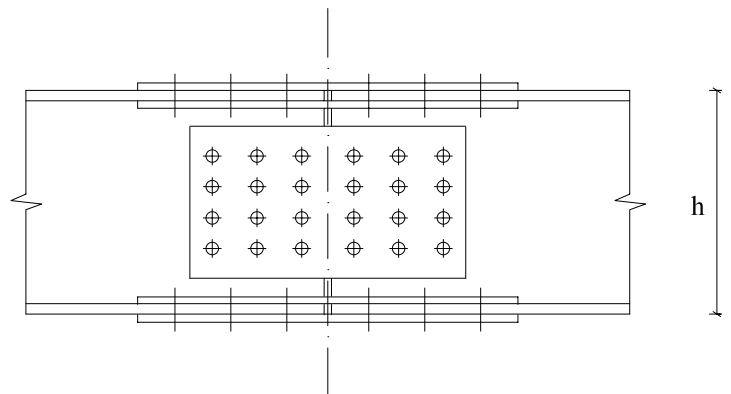
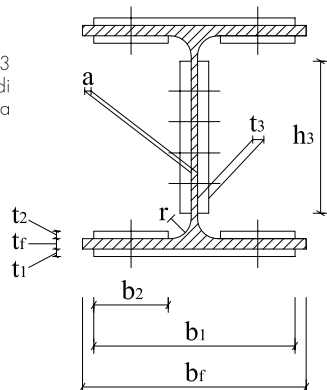


Figura 22
Ulteriori dettagli dei collegamenti fra gli elementi della struttura e vista della trave a sbalzo (a destra)

Figura 23
Disegno di dettaglio di un'unione bullonata



5.5. Dimensionamento dei connettori a taglio secondo EC4

I connettori a taglio (di tipo Nelson) sono stati posati a passo costante in quanto sufficientemente duttili (cfr. EC4 § 6.1.2. – 6.1.3), ovvero seguendo l'andamento del diagramma di taglio, in modo tale che ciascun connettore resista alla forza di scorrimento agente sul suo interesse. In ogni caso l'insieme dei pioli deve resistere alla forza di scorrimento totale V (longitudinal shear) risultante dal flusso degli sforzi di scorrimento tra la soletta in calcestruzzo e la trave in acciaio. La forza di scorrimento totale V deve quindi equilibrare la risultante delle compressioni "C" della soletta. I connettori presenti nel tratto compreso fra la sezione di momento nullo e la sezione di momento massimo devono trasferire alla trave in acciaio la forza "V".

$$P_{Rd} = 0.8 \cdot f_u \cdot \frac{\left(\frac{\pi \cdot d}{4}\right)}{\gamma_v}; \tag{2}$$

$$; P_{Rd} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{(f_{ck} \cdot E_{cm})}}{\gamma_v}$$

• Connettori a completo ripristino

Al fine di soddisfare la verifica di resistenza, il taglio di progetto agente deve essere sopportato dalla resistenza minima dei due componenti costituenti la connessione, cioè acciaio e calcestruzzo. Tale verifica si traduce in:

$$V = \frac{M_{pl,Rd}}{z} = \min \{R_c, R_s\} = F_{cf} \tag{3}$$

Dove la resistenza del calcestruzzo R_c e quella dell'acciaio R_s sono rispettivamente date da:

$$R_c = \frac{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b_{eff} \cdot h_c}{\gamma_c} \tag{4}$$

$$R_s = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{\gamma_s}$$

Nell'ipotesi di piolo lungo ($L > L_2$) si ha:

$$L_2 = 2L_e - a; L_e = a + d \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot f_y}{3 \cdot f_{hc}}} \tag{5}$$

Per cui il carico ultimo risulta essere:

$$S_u = f_{hc} \cdot d \cdot L_e \tag{6}$$

La formulazione dell'Eurocodice 4 non mette in evidenza la dipendenza della resistenza a rifollamento dalla resistenza a snervamento del

piolo.

Siccome si è nella condizione:

$$\frac{h}{d} > 4 \tag{7}$$

Allora $\alpha=1$, dato che si è fatto riferimento ad un piolo di diametro $\theta=19$ mm di acciaio S355, $H = 125$ mm e calcestruzzo C 28/35 ($E_{cm} = 35000$ N/mm²):

La resistenza a taglio del gambo del piolo è:

$$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \frac{\left(\frac{\pi \cdot d^2}{4}\right)}{\gamma_v} \tag{8}$$

Mentre la resistenza a rifollamento del calcestruzzo vale:

$$P_{Rd} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{(f_{ck} \cdot E_{cm})}}{\gamma_v} \tag{9}$$

Ai fine della verifica di resistenza si è considerato come riferimento il valore minimo ricavato dalle equazioni 8 e 9.

• Connessione a completo ripristino di resistenza

Si è calcolato il numero di connettori necessari nel caso in cui il momento sollecitante sia uguale al momento resistente della sezione. La forza di scorrimento che sollecita i connettori presenti nel tratto di trave compreso tra la sezione di momento massimo e quello di momento nullo, cioè in metà trave, vale:

$$R_s = \frac{A_s \cdot f_y}{\gamma_s}; V_L = F_{CS} = R_s \tag{10}$$

• Calcolo dell'interasse tra i poli

La spaziatura massima tra i connettori nel caso di lamiera grecata con le nervature parallele all'asse della trave (cfr. § C4.3.4.3.1.1. 4° comma della Circolare 02.02.2009 n. 617/C.S.LL. PP.) deve essere pari a:

$$S_{MAX} = 22 \cdot t_f \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} \text{ mm} \tag{11}$$

dove: t_f =spessore della piattabanda del profilo; f_{yk} =tensione di snervamento della piattabanda del profilo.

La spaziatura massima tra i connettori, nel caso di lamiera grecata con le nervature ortogonali all'asse della trave, deve essere pari a:

$$S_{MAX} = 15 \cdot t_f \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} \text{ mm} \tag{12}$$

6. Verifiche geotecniche

Il progetto di un'opera e dei sistemi geotecnici si articola generalmente nelle seguenti fasi:

- caratterizzazione e modellazione geologica del sito;
- scelta del tipo di opera o d'intervento e programmazione delle indagini geotecniche;
- caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce e definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo;
- descrizione delle fasi e delle modalità costruttive;
- verifiche della sicurezza e delle prestazioni.

6.1. Caratterizzazione geologica del sito

La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito è consistita nella ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio. In funzione del tipo di opera o di intervento e della complessità del contesto geologico, specifiche indagini sono state finalizzate alla documentata ricostruzione del modello geologico. Esso è stato sviluppato in modo da costituire utile elemento di riferimento inquadrare i problemi geotecnici e per definire il programma delle indagini geotecniche. Secondo quanto riportato nella relazione geologica l'area interessata dall'opera in oggetto non presenta alcuna singolarità geomorfologica. Nella stessa relazione geologica viene infatti evidenziato che il manufatto da realizzarsi è ubicato in una zona pianeggiante, nelle cui immediate vicinanze non sono presenti cavità e dove non si rinviene presenza di falda fino alle profondità di interesse.

I terreni presenti nell'area in esame, così come quelli affioranti nell'intera Piana Campana, sono prevalentemente d'origine vulcanica ed appartengono al Complesso Piroclastico, distinguibile, sia sotto il profilo geologico che geotecnico, in diversi membri.

Nello specifico, si fissa l'attenzione solo sui terreni che possono interagire con la struttura in oggetto; a partire dal piano di campagna è stato possibile riconoscere i seguenti raggruppamenti omogenei:

- 0.00 m – 6.50 m: terreni di riporto di natura granulare;
- 6.50 m – 7.50 m: complesso di piroclastici gialli ben addensate, ascrivibili alla formazione del Tufo Giallo Napoletano del I periodo flegreo
- 7.50 m – 9.00 m: piroclastici mediamente addensate ascrivibili alla formazione del Tufo Grigio Campano
- 9.00 m – 30.00 m: successione di cineriti piroclastiche con brandelli lavici con caratteristiche litoidi di colore grigiastro.

6.2. Indagini geognostiche

Le indagini geognostiche sono state programmate in funzione del tipo di opera e hanno riguardato il volume significativo, intendendo la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso. Esse hanno permesso la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione. La campagna di indagini eseguite è consistita nell'esecuzione della seguente sperimentazione:

- n. 6 prove penetrometriche dinamiche leggere tipo DL030 spinte fino al raggiungimento del valore di rifiuto riscontrato ad una profondità prossima agli 8 m, in corrispondenza dello strato cineritico con caratteristiche litoidi.
- n. 2 sondaggi a carotaggio continuo spinti fino alla profondità di 30 m
- n. 10 prove SPT eseguite nel corso dei due sondaggi (5+5);
- n. 1 prova Down Hole eseguita in un foro di sondaggio opportunamente condizionato;

I valori caratteristici delle grandezze fisiche e meccaniche attribuiti ai terreni, utili alla progettazione delle fondazioni, sono stati ottenuti esclusivamente mediante l'interpretazione dei risultati di prove e misure in sito. Fatta salva la necessità della caratterizzazione geotecnica dei terreni nel volume significativo, ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo per la definizione delle azioni sismiche di progetto, la classificazione si è effettuata in base ai valori della velocità equivalente $V_{S_{30}}$ di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità. Per le fondazioni superficiali, tale profondità è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. La caratterizzazione geotecnica per i terreni sciolti riscontrati nei primi 7.60 m è stata effettuata attraverso alcune correlazioni empiriche il cui uso (per le sabbie) è oramai ampiamente consolidato per l'interpretazione delle prove SPT. L'angolo di resistenza al taglio considerato è pertanto quello a "volume costante" (quando cioè il contributo dovuto alla dilatanza è annullato). La stima dell'angolo di resistenza al taglio in condizioni di volume costante è quasi impossibile da effettuare, non essendo disponibili correlazioni attendibili per materiali a granulometria mista. In questo caso ci si riferisce di solito a quanto suggerito da Lambe e Whitman (1969). Un discorso a parte merita invece il banco cineritico riscontrato a partire dai 7.60 m. Esso rappresenta la porzione pseudolitificata dell'Ignimbrite Campana. Tale formazione, che in genere è definita anche Tufo Grigio Campano, si presenta sia sotto forma litificata di roccia tenera, specie nella porzione sommitale, che sotto forma di sabbia limosa molto addensata.

Nel caso specifico per la caratterizzazione meccanica di tale formazione, agendo sicuramente a vantaggio di sicurezza, si prescindere dal suo comportamento litoide. Per la parametrizzazione meccanica si farà, pertanto, riferimento alle elaborazioni delle prove SPT condotte in tale formazione. Nell'ipotesi di voler definire correttamente i fattori di correlazione ξ , utili alla definizione delle resistenze caratteristiche degli elementi di fondazione in funzione delle verticali indagate, così come indicato nella tabella 6.4.IV delle "Norme tecniche per le costruzioni" (D.M. 14 gennaio 2008), i risultati della sperimentazione eseguita sono stati elaborati statisticamente al fine di individuare le caratteristiche di rigidezza e di resistenza a rottura dei terreni

minime e medie. Con particolare riferimento alla porzione sciolta, nella Figura 24 si riporta l'involuppo delle prove penetrometriche eseguite nelle aree oggetto di studio, mentre in Figura 25 se ne riportano i valori minimi, medi e massimi:

Dall'esame dei risultati è stato possibile individuare, a partire dalla profondità di 2 m dal p.d.c., tre strati dal comportamento meccanico mediamente omogeneo. Per ciascuno degli strati individuati è stato definito il set di parametri geotecnici rappresentativo, determinato mediante le correlazioni precedentemente illustrate. In Figura 26 si riportano le rette interpolanti gli strati omogenei individuati mentre in Tabella 1 si riportano i valori delle caratteristiche meccaniche relative:

Tabella 1 Sintesi dei parametri meccanici rappresentativi

Profondità m	Strato n.1	NSPT equiv.		Dr		Φ'_p / Φ'_{cv}		Eed	
		min	med	min	med	min	med	min	med
				%	%	°	°	Kg/cm ²	
2.0-4,8	Strato n.1	3.5	7.2	35.7	51.1	33/30	35/32	25	51
4.8-6.5	Strato n.2	6.7	11.7	49.4	65.2	35/32	37/35	48	83
6.5-7.6	Strato n.3	4	8	31.4	44.4	32/29	34/31	28	57
7.6-15.0	Bancone Cineritico	44	48	88.1	92	40(36)	41(37)	312	340

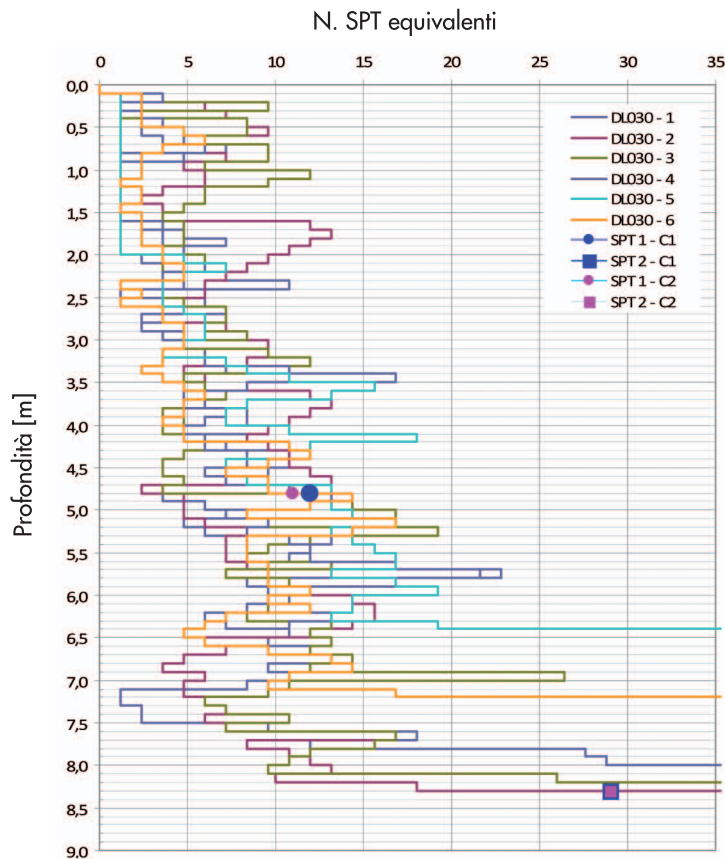


Figura 24
Involuppo delle verticali penetrometriche investigate

Figura 25
Valori rappresentativi
dei risultati delle prove
penetrometriche svolte

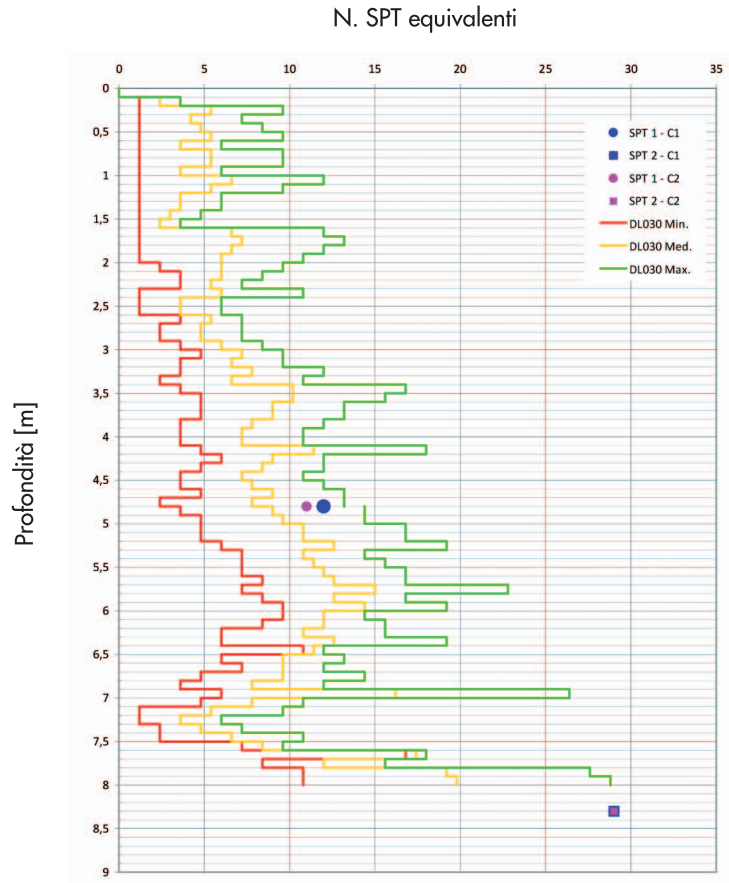
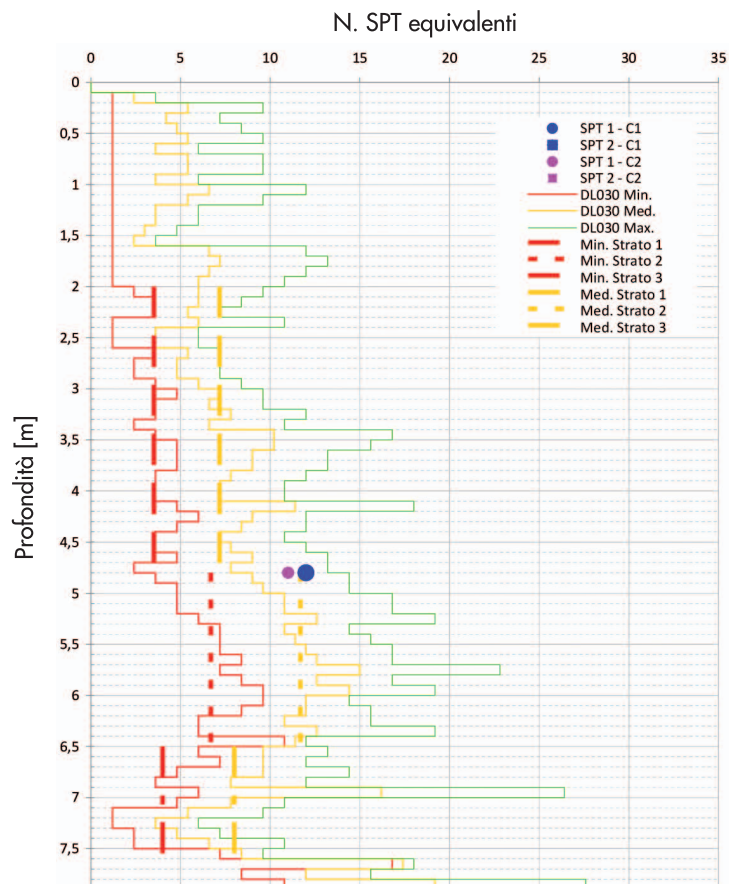


Figura 26
Individuazione degli strati
sciolti a comportamento
"omogeneo"



Bancone cineritico litoide

6.3. Fondazioni di progetto e criteri di calcolo

Poiché è attesa la presenza di uno spessore notevole di terreno sciolto molto compressibile, che si estende fino ad una profondità massima di circa 7.60 m dal piano di campagna, si è deciso di adottare per la struttura di progetto un sistema di fondazione di tipo indiretto su pali trivellati di medio diametro. Tali pali sono caratterizzati da un diametro variabile da 400 mm a 600 mm e lunghezza costante pari a 12 m; essi sono collegati in sommità da plinti o piastre in c.a. dell'altezza pari a 120 cm. A rigore, le verifiche dovrebbero essere condotte considerando l'interazione tra il terreno e la fondazione in maniera tale da individuare sia l'aliquota dell'azione di progetto trasferita al terreno direttamente dalla struttura di collegamento (plinti o piastre in c.a.) sia quella trasmessa dai pali. Nel caso specifico, trattandosi di terreni estremamente compressibili, agendo a vantaggio di sicurezza, l'aliquota di carico portata dalla struttura di collegamento dei pali è stata ritenuta trascurabile.

6.4. Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

Data la natura granulare dei terreni di sedime e considerando l'assenza di falda nel volume significativo interagente con le fondazioni, nelle verifiche di sicurezza sono stati considerati tutti i meccanismi di stato limite ultimo in condizioni drenate. Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccani-

smi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa. Le verifiche delle fondazioni su pali sono state effettuate con riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
 - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza dei pali;
 - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali,

Tutte le verifiche sono state effettuate tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II delle NTC 2008, secondo l'approccio di calcolo 2 (A1+M1+R3).

6.5. Determinazione delle azioni di progetto e verifica delle strutture di fondazione in C.A.

Le sollecitazioni di progetto sul sistema di fondazione (Combinazioni A1) sono state ottenute dalla modellazione agli elementi finiti presentata per la sovrastruttura, rimuovendo però l'ipotesi di incastro al piede. In particolare alla base di ogni colonna è stata modellata una piastra in c.a. che collega l'insieme dei pali sottostanti, così come indicato in Figura 27.

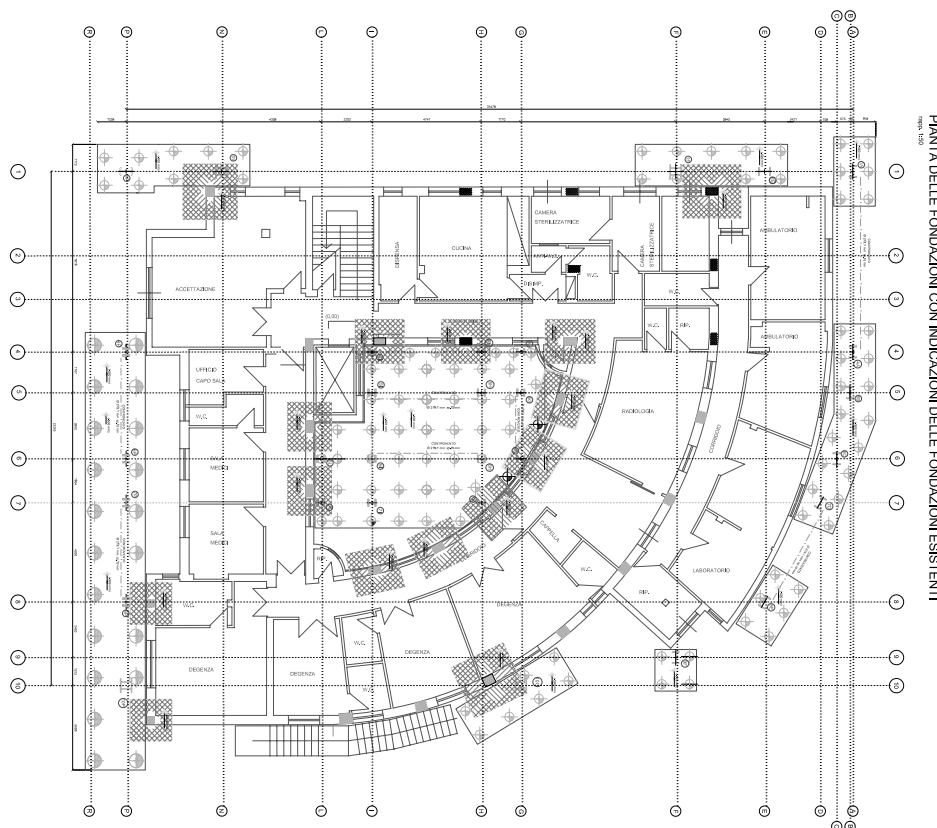


Figura 27
Modellazione utilizzata per l'analisi numerica della fondazione

Figura 27
Modellazione utilizzata
per l'analisi numerica della
fondazione



Al fine di evitare l'insorgere di possibili interazioni con la struttura esistente, tutti gli elementi di collegamento indicati in Figura 27 sono stati distanziati di almeno 50 mm dal corpo di fabbrica esistente. In accordo con il punto 7.2.5 delle NTC 2008, le azioni di progetto sulle strutture di fondazione sono state assunte pari a quelle trasferite dagli elementi sovrastanti, amplificate mediante il coefficiente γ_{Rd} pari a 1,1, data l'ipotesi di classe di duttilità bassa (CD "B") adottata per la struttura in elevazione. I pali di fondazione sono supposti incastrati alla piastra di fondazione, per cui risultano sollecitati, oltre che a sforzo normale e a taglio, anche al momento flettente indotto dal taglio. Le sollecitazioni indotte sul palo vengono calcolate schematizzando il sistema palo-terreno mediante elementi finiti, secondo lo schema illustrato in Figura 28: Il palo è stato suddiviso in un certo numero di micro elementi a sezione circolare, mentre il terreno è stato modellato con delle molle con legame costitutivo elastico lineare, i cui valori di rigidità possono essere calcolati in base alla seguente formula (Bowles, 1991):

$$KW = 40 \cdot (c \cdot N_c + 0.5 \cdot g \cdot l \cdot N_g) + 40 \cdot (g \cdot N_q z) \quad (13)$$

dove:

c = coesione

g = peso dell'unità di volume

N_c, N_q, N_g = coefficienti di carico limite

z = ascissa della profondità

I valori di rigidità KW assegnati vengono sommati agli elementi diagonali della matrice di rigidità globale del palo. La verifica dell'armatura

del palo viene effettuata con un calcolo a pressoflessione, per tutte le combinazioni di carico previste e per tutte le file di pali.

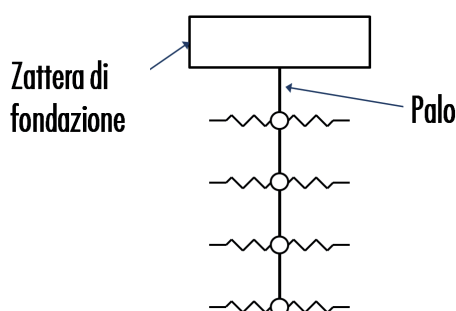
6.6. Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

Per la verifica agli SLE sono stati presi in considerazione i seguenti aspetti:

- eccessivi cedimenti o sollevamenti;
- eccessivi spostamenti trasversali.

Specificamente, si sono calcolati i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione. L'analisi del palo in condizioni di esercizio è stato condotto anch'esso mediante modellazione agli elementi finiti considerando in modo realistico spostamenti e rotazioni ai nodi del palo di fondazione, sottoposto a carichi trasversali. Nel seguito (Figura 29) si riportano, a titolo esemplificativo, i valori massimi degli spostamenti orizzontali allo SLV nelle combinazioni più gravose. Le elaborazioni restituiscono valori dello spostamento orizzontale di qualche millimetro definiti in condizioni di Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per cui risulta lecito aspettarsi valori trascurabili nelle condizioni di esercizio. Considerazioni analoghe possono essere effettuate per i cedimenti sotto carichi verticali. Questi risultano trascurabili sia per la modesta entità dei massimi valori dello sforzo normale agente rispetto alle resistenze caratteristiche dei pali sia, soprattutto, per le notevoli caratteristiche di rigidità del bancone tufaceo in cui si attestano i pali per oltre 6 m.

Figura 28
Schema del modello di
calcolo agli elementi finiti
di palo



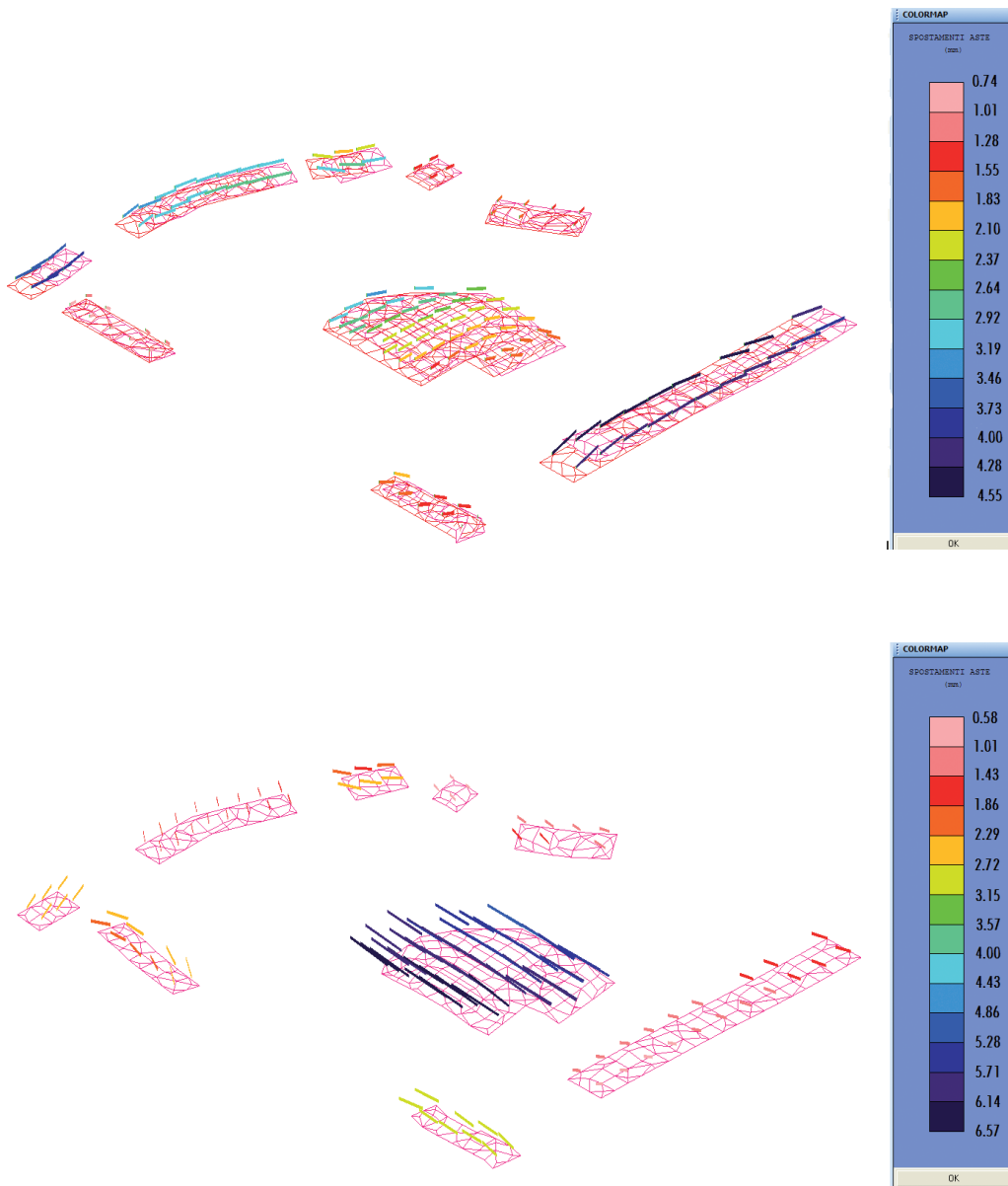


Figura 29
Valori massimi degli spostamenti orizzontali allo SLV nelle combinazioni più gravose

6.7. Collegamenti orizzontali tra le fondazioni

Così come indicato al § 7.2.5.1 delle NTC 2008, la predisposizione di collegamenti orizzontali degli elementi di fondazione (reticolo di travi di collegamento) deve essere considerata nell'ipotesi di presenza di spostamenti relativi del terreno di fondazione sul piano orizzontale. Tale condizione, come indicato nel § 3.2.5, può verificarsi nei punti di contatto con il terreno di opere con sviluppo longitudinale significativo dove il moto sismico può avere caratteristiche differenti, a causa del carattere asincrono del fenomeno di propagazione, delle disomogeneità e discontinuità eventualmente presenti, e della diversa risposta locale del terreno. Degli effetti sopra indicati dovrà tenersi conto

quando questi possono essere significativi e in ogni caso quando le condizioni di sottosuolo siano così variabili lungo lo sviluppo dell'opera da richiedere l'uso di accelerogrammi o di spettri di risposta diversi.

Attesa il modesto sviluppo in pianta dell'opera di progetto e considerando l'omogeneità litostatigrafica del sito, gli spostamenti relativi del terreno di fondazione possono ritenersi trascurabili.

Non si è previsto, pertanto, alcun sistema di collegamento tra i plinti e le piastre, entrambi su pali. Nelle Figure 30 e 31 sono raffigurati diversi dettagli riguardanti la posa dei tirafondi, che assicurano il collegamento in fondazione degli elementi in elevazione.

Figura 30
Dettaglio dei tirafondi



Figura 31
Dettagli della posa dei
tirafondi



6.8. Interazione delle fondazioni di progetto con quelle esistenti

Come già evidenziato innanzi, il sistema di fondazioni esistenti è costituito da plinti diretti di forma pressappoco quadrata di lato pari a circa 2.00 m e poggianti direttamente sul bancone di tufo presente ad una profondità di circa 7.60 m. Infatti è su tali elementi strutturali che si è posta la maggiore attenzione per la valutazione dell'entità delle interazioni che si potrebbero generare tra i due sistemi di fondazione. Primo punto fondamentale per lo studio dell'interazione fra la nuova fondazione e quella già esistente (Figura 32) risulta quello di definire l'entità delle tensioni di contatto tra la fondazione esistente ed il terreno (carico

di esercizio). Dal rilievo della maglia dei pilastri esistenti è emerso che il plinto maggiormente caricato è posto alla base di un pilastro che sostiene una superficie di solaio di circa 13 m². Considerando un carico unitario trasmesso dal solaio del primo impalcato (permanente+accidentale) pari a 8 kN/m² e un carico unitario del solaio di copertura (permanente+accidentale) pari a 5 kN/m², si è ricavato il valore dello sforzo normale agente in condizioni di esercizio nel pilastro:

$$N_{\max} = (8+5) \cdot 13 = 170 \text{ kN} \quad (14)$$

Considerando il peso proprio della componente strutturale e rapportando il risultante per la su-

tensioni risultanti sarebbero ampiamente compatibili con le notevoli caratteristiche di resistenza dell'ammasso tufaceo. A carichi orizzontali, invece, il comportamento da palo lungo del complesso fondazione - terreno assicura una interazione localizzata nella porzione sciolta del terreno a contatto con il palo. Tale porzione, come si evince dalla stratigrafia dell'area, è presente a quote superiori rispetto alla quota di imposta delle fondazioni esistenti. Le variazioni dello stato tensionale indotto dai carichi orizzontali non comportano modifiche all'assetto tensionale-deformativo del complesso fondazione terreno della struttura esistente. Alla luce di quanto evidenziato risulta assolutamente chiaro che le interazioni di natura geo-meccanica indotte dalla modifica dello stato tensionale-deformativo prodotta dalla realizzazione della nuova opera, risultano irrilevanti, sia sotto carichi statici che sismici, sia per carichi orizzontali che verticali. Attesi inoltre gli elevati valori di rigidità della formazione tufacea (alcune centinaia di MPa), il valore complessivo dei cedimenti risulterà comunque trascurabile. Si rammenta che la modellazione utilizzata, per lo studio del sistema fondale, è la stessa di quella condotta per la sovrastruttura rimuovendo l'ipotesi di incastro al piede.

7. Problematiche connesse alla peculiarità del cantiere

7.1. Posa delle membrature in acciaio

Le interferenze del cantiere con la struttura ricettiva esistente, considerate durante la pro-

gettazione e la realizzazione delle varie fasi di cantiere, peraltro sempre in funzione, sono state sempre molto numerose, in quanto nel periodo di realizzazione 2008 ÷ 2009, l'altra struttura sanitaria, presente sul territorio dell'Agro Averzano, risultava anch'essa sede di lavori di ristrutturazioni, per cui il bacino di utenza e quindi il carico di lavoro della struttura sanitaria in oggetto, risultava notevolmente aumentato. La prima problematica si è avuta durante le operazioni di sollevamento delle membrature in acciaio, che talvolta, per problematiche contingenti, hanno superato come carico sospeso l'intera struttura sanitaria, data l'esiguità degli spazi circostanti e l'impossibilità di accedere sul lato sinistro della stessa per la posa di colonne e travi in acciaio. Per la risoluzione di tale problema, sul solaio di copertura della struttura è stato realizzato un reticolo strutturale di protezione a maglie fitte in acciaio, che scaricava il suo carico su colonne in acciaio a struttura reticolare spaziale; tale fascia di protezione è stata predisposta in corrispondenza del percorso planimetrico prestabilito del carico sospeso, al fine di scongiurare in caso di collasso delle macchine di sollevamento, lo sprofondamento della struttura di copertura con conseguenze molto gravi, in quanto il piano ultimo della struttura ricettiva risultava sede delle camere di degenza degli ammalati ospiti della struttura sanitaria. Inoltre ciascuna membratura è stata sollevata sempre da due macchine sollevatrici, di cui una sempre di scorta all'altra. Nelle Figure 33 e 34 sono evidenziate alcune fasi di quanto sopra descritto.

Figura 33
Posa delle colonne di
facciata





Figura 34
Posa travi e complesso
operatorio ancora in
funzione

7.2. Getto del secondo impalcato sovrastante la struttura preesistente

La fase di getto del calcestruzzo è stata una delle fasi, che maggiormente ha interessato nonché preoccupato tutte le figure professionali e non, ivi presenti, dato il notevole peso del calcestruzzo da gettare in unica soluzione (Equazione 16):

$$760 \text{ m}^2 \cdot 0.40 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 76 \text{ kN} \quad (16)$$

il quale, data la notevole altezza, circa 9.00 m dal piano campagna, presentava una elevata energia di posizione, che in caso di collasso di una delle opere di presidio di cui si dirà più avanti, avrebbe indotto un effetto domino di collasso incrementale di tutto quanto posto al di sotto, con conseguenze economiche gravissime, in quanto la struttura sanitaria preesistente, opportunamente fatta sgombrare, durante questa delicatissima fase, risultava essere sede di tutte quante le sofisticate attrezzature dei vari complessi operatori e di diagnostica medica. Al fine di ottimizzare e rendere sicura la fase transitoria di getto, è stata effettuata apposita analisi strutturale, della struttura metallica nella sua reale configurazione in fase di getto; la predetta analisi ha posto subito in evidenza la drammaticità di tale fase, in quanto l'ossatura metallica da sola, non sarebbe stata in grado di sopportare l'intero peso del getto di calcestruzzo non ancora indurito e, pertanto non in grado di portare i carichi in modo indipendente. Si sono evidenziate pertanto, le zone che maggiormente richiedevano opere di sostegno in

tale fase. A tale scopo sono state avanzate varie ipotesi di puntellamento. La prima è stata quella di realizzare delle travi reticolari, appositamente studiate, poggianti sulle colonne in acciaio che raggiungono direttamente il suolo; tali travi, data la particolare conformazione planimetrica della struttura preesistente, raggiungevano talvolta, luci superiore ai 15 metri; da esse spiccavano dei pendini come dei tiranti che avrebbero sostenuto le travi metalliche principali e secondarie in corrispondenza di particolari nodi strutturali planimetrici che, secondo il modello strutturale, richiedevano maggiore attenzione. Tale soluzione, è stata scartata dalla Committenza, sia per l'impegno economico occorrente, nonché per la tempistica molto ampia. Si è allora passati ad un'ulteriore soluzione; dallo studio della carpenteria in c.a. preesistente sono stati individuati alcuni punti obbligati, nonché preferenziali per la disposizione dei puntelli provvisori, disposti al di sotto del reticolo di travi metalliche, opportunamente distanziato dal solaio di copertura esistente, realizzati con tronchetti di legno massello e posizionati in asse con i pilastri sottostanti. Tali puntelli sono stati ubicati proprio in corrispondenza dei pilastri in c.a. sottostanti. Siccome i puntelli necessari al sostegno del reticolo metallico erano di molto superiori al numero di pilastri in c.a. sottostanti, è risultato necessario disporre altri "in falso", poggianti direttamente sul solaio di copertura preesistente (Figure 35 e 36), sempre in corrispondenza di nervature in c.a. o travi a spessore di solaio ovvero travi emergenti. In corrispondenza di tali punti di sostegno, al fine di evitare pericolose sol-

lecitazioni flesso-taglianti nelle nervature in c.a. preesistenti, indotte da azioni concentrate date dai puntelli, sono state realizzate apposite incastellature di puntellamento provvisorio all'intradosso delle stesse nervature, disposte in asse con il punto di sostegno del reticolo metallico, ubicato al piano superiore, sull'estradosso del solaio esistente di copertura. Tali incastellature di puntellamento transitorio sono state realizzate con l'accoppiamento "in parallelo" di puntelli metallici telescopici in numero sufficiente a sopportare il carico su essi gravante, opportunamente collegati trasversalmente con calastrellature a passo molto fitto, e controventati longitudinalmente. La disposizione planimetrica di tali punti di sostegno, si è ripetuta anche al piano sottostante "preesistente" al fine di far defluire "a terra" rapidamente le reazioni vincolari derivanti dal getto massivo di calcestruzzo, secondo il percorso quanto più possibile breve, e tale da indurre prevalentemente azioni di sforzo assiale. Il punto debole di tale catena strutturale di sostegno sono le zone di solaio preesistente, realizzate con conglomerati di scadenti qualità, potenzialmente sottoposte a notevoli sforzi di compressione, tali da indurre una crisi per schiacciamento dell'elemento stesso. A tal fine, in testa ed al piede delle incastellature di cui sopra, sono state realizzate apposite allargamenti, per indurre una riduzione della tensione di contatto e scongiurare crisi puntuali di schiacciamento. Rappresentando il getto di calcestruzzo

una fase molto delicata, anche a causa dell'elevato valore "economico" della struttura sottostante e della necessità di garantire l'opportuna sicurezza intrinseca degli operatori, sono state effettuate un'ulteriore modellazione numerica ed una conseguente analisi della struttura metallica di nuova realizzazione nella sua configurazione reale comprensiva di tutti gli ulteriori "vincoli provvisori" disposti, caricata solamente dal peso del calcestruzzo allo stato fluido, ottenuto per strati di 10 cm. Si sono ottenuti diagrammi di spostamento verticale in alcuni punti più significativi. In corrispondenza di essi è stato predisposto un sofisticato sistema di monitoraggio strutturale, costituito da un sistema di trasduttori di spostamento collegati ad una centralina elettronica ed un sistema di telecamere di controllo. Tale sistema di trasduttori ha restituito, man mano che il getto raggiungeva uno spessore di 10 cm per volta, ed in tempo reale, i valori di abbassamento del nodo di controllo. Da tale confronto è emerso che gli abbassamenti predetti numericamente dal modello sono risultati di poco superiori al 2 ÷ 3% di quelli misurati sperimentalmente. Tale differenza, seppur esigua, è dovuta all'aver modellato "a cerniera" le unioni tra le travi secondarie e quelle principali, che nella realtà si configurano come dei veri e propri "incastrici cedevoli angolarmente" con elevate rigidità rotazionali, tali da poterli considerare alla stessa stregua di incastrici cedevoli solo verticalmente.

Figura 35
Vista delle opere di presidio
provvisorio (puntelli)





Figura 36
Posa delle colonne in falso
su elementi "a sbalzo"

Al fine di ridurre i tempi di cantiere per le operazioni di getto, è stata messa a punto una particolare miscela di calcestruzzo autocompattante (SCC) in grado di ridurre sensibilmente i tempi di messa in opera, evitando costosi sistemi di vibrazione. I principali vantaggi ottenuti con l'utilizzo di un calcestruzzo autocompattante di questo tipo sono:

- idoneità a riempire le casseforme, anche in presenza di armature fitte;
- assenza del fenomeno della segregazione degli aggregati;
- assenza di essudazione d'acqua superficiale, con formazione di boiaccia cementizia;
- assenza di vibrazione;
- qualità del calcestruzzo omogeneamente distribuita sull'intera sezione dell'elemento strutturale, mediante la riduzione delle zone difettose (nidi di ghiaia);
- migliore qualità del calcestruzzo, con evidenti riduzioni delle dimensioni geometriche delle membrature;
- messa in opera semplificata, laddove sia i caseri che le armature fitte, creino percorsi tortuosi

al deflusso del calcestruzzo in fase di getto;

- miglior rendimento e maggiore velocità nella messa in opera;
- riduzione del numero di persone, necessario per il getto;
- riduzione dei rischi di insorgenza di malattie "professionali";
- igiene e sicurezza ambientale.

Particolare cura è stata posta al controllo del calcestruzzo SCC pervenuto in cantiere per l'accettazione da parte della Direzione Lavori; in cantiere infatti sono stati effettuati tutti i test previsti per legge riguardanti la capacità di flusso, lo scorrimento confinato e la resistenza alla segregazione. Per la valutazione delle proprietà è stato necessario fare riferimento alla UNI 11040 (2003) nella quale si specificano le caratteristiche e i valori di accettazione per le prove da effettuare in fase di qualifica delle miscele. I metodi di prova per la misura delle caratteristiche del calcestruzzo autocompattante allo stato fresco sono specificate dalle norme indicate in Tabella 2. In Figura 37, invece, è mostrato un dettaglio della verifica della prova di "slump flow".

Tabella 2 Indicazioni Uni associate ai differenti metodi di prova per la definizione delle caratteristiche del calcestruzzo

Metodo di prova	Norma di riferimento
SLUMP-FLOW	UNI 11041
V-FUNNEL	UNI 11042
L-BOX	UNI 11043
U-BOX	UNI 11044
J-RING	UNI 11045

Figura 37
Verifica dello "Slump Flow"



7.3. Monitoraggio del comportamento strutturale

Stante la peculiarità della struttura in esame, nonché l'alto valore del contenuto sia in termini di vite umane che di apparecchiature in essa insalate, è stato previsto già in fase di progetto delle strutture l'esame di particolari punti di controllo al fine di organizzare un monitoraggio permanente dell'intero organismo strutturale durante le varie fasi della vita nominale. Infatti, a struttura completamente ultimata e liberata da tutti puntelli provvisori, ancor prima che venissero realizzate le opere di tamponamento, è stata organizzata una livellazione geometrica di altissima precisione; infatti sono stati letti gli abbassamenti di punti predefiniti di controllo, con punti di stazione abbastanza distanti dal cantiere in esame. In corrispondenza di tali punti di controllo al fine di poter scorgere la variazione di spostamento, è stata fatta una lettura nella situazione iniziale (struttura completamente puntellata), assunta quale "zero" di riferimento, sempre con la medesima strumentazione e sempre dagli stessi punti di stazione. Ovviamente, al fine di ottenere dei valori di abbassamento di riferimento nei punti di controllo, per una corretta interpretazione dei risultati, è stata effettuata una ulteriore modellazione strutturale della costruzione ultimata, caricata solo dal peso proprio strutturale. Anche in questo caso vi è stata una perfetta rispondenza tra quanto previsto e quanto riscontrato sperimentalmente.

Bibliografia

- Bowles J.E. (1991), Fondazioni. Progetto e Analisi, McGraw-Hill
- Ente Nazionale Italiano di Unificazione - UNI (2003), UNI11040:2003 - Calcestruzzo auto compattante - Specifiche, caratteristiche e controlli
- Lambe T.W., Whitman R.V. (1969), Soil Mechanics, Wiley and Sons, New York;

Conclusioni

La sopraelevazione della struttura sanitaria è risultata un'opera ardua di ingegneria sin dalla sua prima concezione strutturale. I necessari interventi di presidio passivo, adottati durante le fasi costruttive ne dimostrano l'attenzione posta dal gruppo di progettazione al cantiere ed alle sue molteplici interazioni con le attività lavorative della struttura stessa e dell'ambiente circostante. Pertanto l'unicità del sistema strutturale adottato, ha richiesto un attento studio per il monitoraggio strutturale, sia durante le fasi costruttive che in regime di monitoraggio permanente. L'attento studio ha consentito di identificare le varie criticità legate alla realizzazione dell'opera strutturale e di valutare soluzioni alternative per la sua realizzazione, tali da ridurre l'impatto sulla struttura esistente, rimasta peraltro sempre in esercizio.

Ringraziamenti

L'Autore desidera ringraziare le figure professionali che hanno preso parte al processo realizzativo, in particolare: Salvatore Lampitiello per la consulenza geotecnica, Giorgio Frunzio per la consulenza relativa al monitoraggio strutturale, Claudio Lanzotti per il collaudo statico in corso d'opera, l'Impresa esecutrice della carpenteria metallica, D.TECH S.R.L., così come il General Contractor, nella figura dell'Impresa Nicola Fontana Costruzioni.

Ministero delle Infrastrutture (2008), D.M. 14 gennaio 2008, Norme tecniche per le costruzioni, Roma.

Ministero delle Infrastrutture (2009), Circolare n. 617 / 09, Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni, Roma.

Software Tecnico Scientifico - S.T.S. (2009), Manuale CDS Win Softing s.r.l. (2009), Manuale