

4. Risultati

I risultati delle analisi numeriche sono stati elaborati con un postprocessore appositamente creato in ambiente Matlab, che consente di ricavare dagli accelerogrammi di output alcuni parametri descrittivi del moto sismico e diversi fattori di amplificazione. Per ciascuno di questi ultimi è stata osservata la stabilità lungo la sezione e la dispersione al variare dell'accelerogramma di input; quindi, gli andamenti medi dei differenti fattori sono stati confrontati tra loro, per identificare quello più appropriato per la stessa carta di MS. Una più ampia descrizione della fase di selezione è riportata in Facciorusso et al. (2012). In questa sede si richiama soltanto la definizione del fattore scelto (Colombi et al., 2011):

$$FHa_{(0.1-0.5)} = \left(\int_1^{0.5} S_{A,s}(T) dT \right) / \left(\int_1^{0.5} S_{A,i}(T) dT \right) \quad (2)$$

Nella (2), T indica il periodo, $S_{A,s}$ e $S_{A,i}$ indicano rispettivamente le ordinate dello spettro di risposta elastico (smorzamento 5%) in pseudoadcelerazione del segnale di output (in superficie) e di input (in condizioni di free-field). L'intervallo d'integrazione, tra 0.1 s e 0.5 s, copre le frequenze più significative per strutture relativamente rigide, aventi un limitato numero di piani e costruite in calcestruzzo armato o muratura, caratteristiche tipiche degli edifici nell'area di Barberino di Mugello. In Figura 3, si riporta, a titolo di esempio, l'andamento medio del fattore $FHa_{(0.1-0.5)}$ lungo una delle sezioni analizzate.

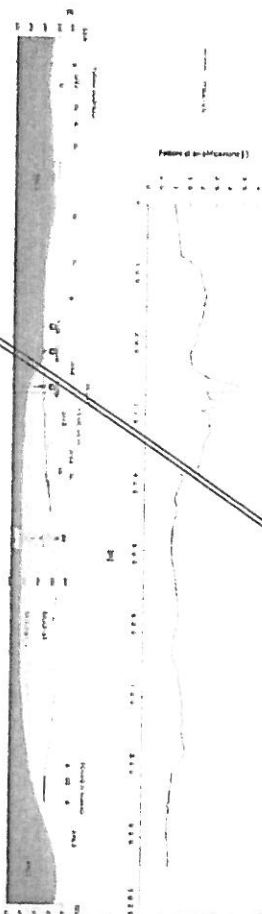


Figura 3. Andamento del fattore di amplificazione $FHa_{(0.1-0.5)}$ lungo una delle sezioni geologiche analizzate.

5. Bibliografia

- Boulanger R. W., Arulnathan R., Harder L. F. Jr., Torres R. A., Driller M. W. (1998). Dynamic properties of Sherman Island peat. *J. of Geot. and Geoenvironmental Engineering*, 124 (1): 12-20.
- Colombi A., Compagnoni M., Pergalani F. (2011). Risposta sismica locale: la MS come strumento discriminante per l'utilizzo di approcci semplificati o di specifiche analisi. *Ingegneria Sismica*, XXVIII (2): 65-68.
- Delle Donne D. (2005). *Tettonica attiva dell'Appennino Settentrionale nel settore compreso tra l'Appennino Pisostese e l'alta Val Tiberina*. Tesi di Dottorato, Università degli Studi di Firenze, Firenze.
- Facciorusso J., Madai C., Puliti A., Vannucchi G., Baglione M., Fabbri P., D'Intinosante V. (2012). Seismic microzonation of an urban settlement of central Italy: geological features and selection of a suitable amplification factor. *Proc. 2nd Int. Conf. on Performance-based Design in Earthquake Geot. Eng., Taormina*.
- GE.MI.NA. (a cura della) (1962). Il bacino del Mugello. *Ligniti e torbe dell'Italia continentale*, 61-70, Roma.
- Gruppo di Lavoro MS (2008). *Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica*. Conferenza delle Regioni e delle Province Autonome – Dipartimento della Protezione Civile, Roma.
- Hudson M. B., Idrissi I. M., Bekkae M. (1993). *QUADAM – A computer program for evaluating the seismic response of soil structures by variable damping finite element procedures*. Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis.
- Ministero delle Infrastrutture (2008). *Norme tecniche per le costruzioni* (D.M. 14/01/2008), Roma.
- Morejón C. A., Rodríguez E. E. (2004). Dynamic behavior of Bogota's subsol peat and its effect in seismic wave propagation. *Proc. 13th World Conf. on Earthquake Eng., Vancouver*.
- Ramberg W., Osgood W. R. (1943). Description of stress-strain curves by three parameters. *National Advisory Committee for Aeronautics*, Technical Note 902.
- Rollins K. M. (2000). Comunicazione personale a Johann Facciorusso (johannf@dicea.unifi.it).
- Rollins K. M., Evans M. D., Dietl N. B., Dally W. D. (1999). *Shear modulus and damping relationships for gravels*. *J. of Geot. and Geoenvironmental Engineering*, 41 (5): 396-405.
- Yokota K., Imai T., Kono M. (1991). *Dynamic deformation characteristics of soils determined by laboratory tests*. *OYO Tech. Rep.*, 3: 13-37.

I VIADOTTI DELLA LINEA FERROVIARIA AD ALTA VELOCITA' OUED TLELAT-TLEMEN (ALGERIA): COMPORTAMENTO DI PALI IN GRUPPO ED INTERAZIONE PALO-TERRENO NEL CALCOLO DELLA RIGIDEZZA DELLE FONDAZIONI PER LA VERIFICA BINARIO-STRUTTURA (VOIE-OUVRAGE).

Francesca Guazzotti (fgz@geodata.it)

Riccardo Enriote (ren@geodata.it)

Giulio Galimberti (G.Galimberti@condotte.com)

ABSTRACT. Il presente articolo illustra la procedura di progettazione geotecnica delle fondazioni, a livello esecutivo, dei viadotti della nuova linea ferroviaria ad alta velocità Ouéd Tlelat – Tlemcen, che si estende nel nord-ovest dell'Algeria per 130km, sino al confine marocchino. Il progetto prevede il calcolo e il dimensionamento geotecnico di tutte le opere d'arte principali, tra cui trincee, rilevati, sottovia, cavalcavia, farfalla ferroviaria, muri e paratie, ed in particolare di 55 viadotti di linea.

Particolare attenzione è stata posta nella progettazione delle fondazioni di questi ultimi, e nello specifico per le palificate su terreni compressibili. Per questo tipo di strutture, in ragione delle ridotte tolleranze ammesse a livello di cedimenti e spostamenti, specie per la verifica di interazione binario-struttura, si è optato per l'adozione sistematica su tutta la linea del codice di calcolo Repute 2.0.9 (Geocentrix Ltd, Geomarc), software altamente specialistico e finalizzato al calcolo e dimensionamento di pali in gruppo tramite il metodo degli elementi di contorno (BEM, Boundary Element Modeling); di questo metodo permette di perseguire una completa soluzione 3-D tipo BEM non lineare, del comportamento della palificata, considerando il terreno come un mezzo continuo, sorpassando dunque tutte le limitazioni dei metodi basati sui fattori di interazione, derivandone una previsione degli spostamenti e della distribuzione dei carichi in testa ai pali significativamente più aderente alla realtà.

1. Introduzione

L'opera in progetto è rappresentata da una linea ferroviaria ad alta velocità di nuova realizzazione, collocata nel nord-ovest algerino, con estensione dalla città di Oued Tlelat sino al confine marocchino (abitato di Tlemcen) per uno sviluppo di circa 130km (Figura 1). La progettazione esecutiva e successiva costruzione risulta affidata da ANESRIF (Agence Nationale d'Études et de Suivi de la Réalisation des Investissements Ferroviaires) al raggruppamento di imprese "Società Italiana per Condotte d'Acqua e Rizzani De Eccher", per il quale la Geodata S.p.A. svolge i servizi di progettazione geotecnica esecutiva per la tratta PK 33+225 - PK 132+046.

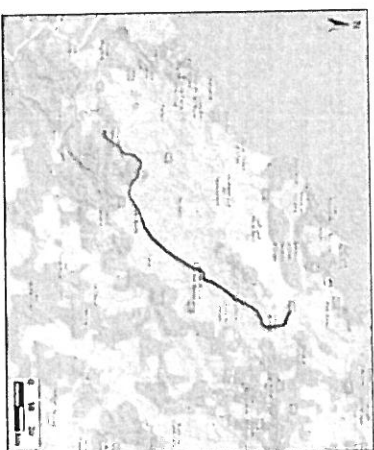


Figura 1 – Inquadratura generale dell'opera.

Lungo la linea sono previste numerose opere d'arte, nonché in terra, ovvero rilevati, trincee, opere di sostegno, cavalcavia, sottopassi e viadotti, anche di notevole altezza e lunghezza ($H_{max} = 115m$ circa, $L_{max} = 1800m$ circa).

Data l'importanza dell'opera, è stata progettata e supervisionata un'accurata campagna di indagini geognostiche e geofisiche, comprendente prove geotecniche e geomeccaniche, sia in sito

numerici, prove in situ, trasmissioni, edometriche, taglio diretto).

Da tale complesso di prove e dati è stato possibile definire i modelli geologico-geotecnici di riferimento progettuali (Figura 2), successivamente posti a base della progettazione esecutiva, in particolare delle opere di fondazione, e più in generale di tutte quelle contro terra. Tre queste, le più complesse e articolate, e dunque più interessanti, sono risultate essere quelle dei 55 viadotti previsti.

2. Fondazioni dei viadotti

Lungo l'intera linea sono previsti 55 viadotti a carreggiata unica, caratterizzati sia da fondazioni dirette, che da fondazioni su pali, in funzione delle unità geotecniche coinvolte, tipo di spalla e pila, e relativa entità dello scarico in fondazione.

L'aspetto più interessante della progettazione di tali fondazioni non risiede nel semplice calcolo della capacità portante e cedimenti delle stesse, comunque imprescindibile e dunque sistematicamente svolto, bensì dall'analisi di interazione terreno-fondazione, come meglio illustrato al capitolo 3, in particolare nel caso di palificati.

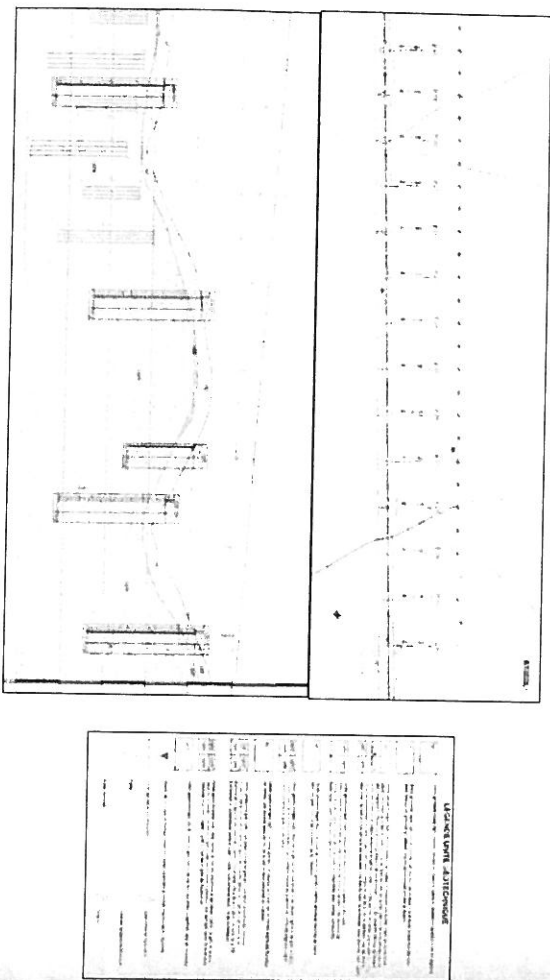


Figura 2 – Stralcio tipologico di un profilo geotecnico.

Richiamando alcuni concetti generali degli Eurocodici 7 ed 8 (2005-2007), qui adottati come norme tecniche di riferimento, la progettazione geotecnica di una fondazione richiede che siano verificate le condizioni di stabilità della fondazione allo Stato Limite Ultimo e che gli spostamenti allo Stato Limite di Esercizio siano compatibili rispetto alle prestazioni ed alla funzionalità richiesta all'opera. In funzione che si tratti di fondazioni dirette o su pali, le verifiche richieste sono riportate nella tabella seguente.

Tabella 1 – Verifiche agli stati limite per le fondazioni come previste dagli EC 7 e EC8.

Fondazioni dirette	Fondazioni su pali
Stabilità globale	Stabilità globale
Capacità portante	Capacità portante in compressione
Scorrimento	Rottura del terreno per carichi trasversali sui pali
Ribalamento (nel caso di spalle di ponte)	
Stati Limite di Esercizio (SLE)	
Cedimenti eccessivi	Cedimenti eccessivi
	Eccessivi spostamenti laterali del terreno

Le fondazioni profonde, che permettono di trasmettere il carico applicato dalla sovrastruttura agli strati di terreno posti più in profondità, sia per attrito laterale sia per portanza della base, sono risultati essere la soluzione tecnica più adeguata in caso di accertata presenza di terreni compressibili.

Per la linea in progetto, in termini geotecnici, sono state utilizzate tre diverse tipologie standard di pinto per le pile (13.2x13.2, 14.4x14.4, 15.6x15.6), poggiati su 16 pali, e una tipologia per le spalle (16.8x13.5), fondata su 20 pali.

Data la complessità della fondazione, rapportata alle condizioni geotecniche, l'importanza dell'opera, nonché i rigidi vincoli sugli spostamenti, si è proceduto a una progettazione geotecnica di dettaglio, mediante l'utilizzo di un codice di calcolo specificamente sviluppato per l'analisi di palificati con condizioni al contorno complesse e comunque ove necessaria la previsione di comportamento della fondazione il più possibile realistica. Si tratta del software Repute 2.0.9 (Geocentrix), che permette di valutare in modo completo e puntuale, tramite il metodo degli elementi di contorno (BEM, Boundary Element Modeling), una completa soluzione 3-D non lineare del comportamento della palificata, considerando il terreno come un mezzo continuo. Il codice di calcolo portante è rappresentato da PGROUPN (Basile, 2003).

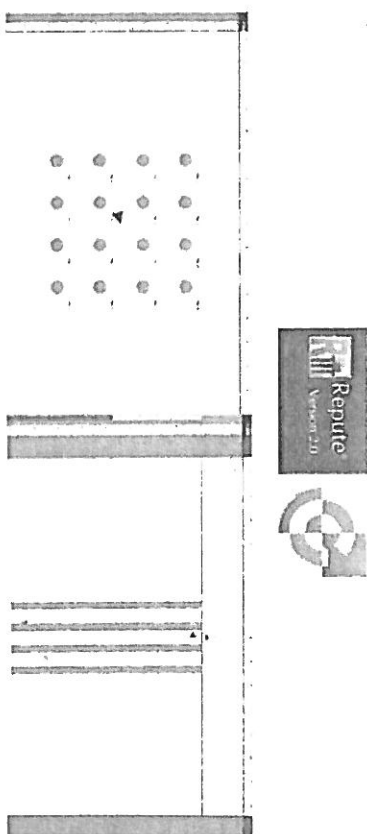


Figura 3 – Output grafici di Repute 2.0.9 – Esempio di palificata tipo: pianta e sezione.

L'adeguatezza complessiva delle fondazioni su pali è stata dunque verificata alla luce di tre diversi aspetti dimensionanti:

- capacità portante;
- cedimenti;
- matrice di rigidità del sottosuolo, ai fini della verifica di interazione binario-struttura.

I primi due aspetti non necessitano ulteriori specificazioni; il calcolo della matrice di rigidità è invece meritevole di approfondimento, tanto è risultato determinante nel dimensionamento complessivo dei viadotti.

4. Interazione terreno-struttura e rigidità elastica alla base delle pile per la risposta combinata binario-struttura

Particolare attenzione è stata rivolta in fase progettuale all'interazione terreno-struttura e alla sua verifica come da norma.

Tale verifica si rende necessaria nei casi in cui si abbia continuità delle rotaie tra il ponte ed il rilevato a tergo delle spalle ad una o ad entrambe le estremità del ponte (ipotesi di rotata "lunga"); in tal caso è necessario tenere conto degli effetti di interazione tra binario e struttura che inducono forze longitudinali nella rotaia e nella sottostruttura del ponte e scorrimenti longitudinali tra binario e impalcato che interessano il mezzo di collegamento (ballast e/o attacco).

Tale analisi risulta significativa soprattutto nel caso di pile di viadotti su terreni di fondazione ad elevata deformabilità, per le quali è dunque necessaria la stima delle molle di rigidità del sistema, modellate alla base delle pile, in funzione della rigidità dei pali, della struttura e del terreno, della combinazione di sollecitazioni considerate e di spostamenti e rotazioni associate.

interagiscono tra loro.

Terreno: le deformazioni del terreno all'interfaccia palo-terreno solo legate alle tensioni agenti nel terreno mediante la formulazione di Mindlin (1936):

$$\{u_r\} = [G_r] \cdot \{t_r\} \quad (1)$$

dove $\{u_r\}$ sono gli spostamenti del terreno, $\{t_r\}$ le tensioni nel terreno e $[G_r]$ è la matrice di flessibilità dei coefficienti ottenuti dalla soluzione di Mindlin per la risposta assiale e laterale. Tale formulazione, valida per terreno omogeneo, è estesa al mezzo stratificato, ed al caso di mezzi rigidi, rispettivamente tramite le assunzioni di Poulos (1979) e Steinbrenner (1934).

Struttura: se viene assunto che i pali agiscano come semplici travi-colonne vincolati in testa, gli spostamenti e le tensioni su ogni elemento sono legate le une agli altri attraverso la teoria della trave elementare, mediante la seguente espressione:

$$\{t_p\} = [G_p] \cdot \{u_p\} + \{B\} \quad (2)$$

dove $\{u_p\}$ sono gli spostamenti del palo, $\{t_p\}$ le tensioni nel palo, $\{B\}$ sono gli spostamenti dovuti agli spostamenti al contorno e rotazioni del pinto, e $[G_p]$ è la matrice dei coefficienti ottenuti dalla teoria della trave elementare (Bernoulli-Eulero).

Soluzione: applicando le due precedenti equazioni e considerando i limiti di congruenza ed equilibrio all'interfaccia palo-terreno, otteniamo la seguente formulazione:

$$\{t_p\} = -[G_p + G_r]^{-1} \cdot \{B\} \quad (3)$$

dove $[G_p + G_r]$ è la matrice globale quadrata della palificata.

Applicando successivamente al pinto rigido le condizioni al contorno, cioè lo spostamento verticale, lo spostamento orizzontale (nelle direzioni X e Y) e le rotazioni (nei piani XZ, YZ e XY), è possibile ottenere il sistema di carichi verticali, orizzontali (nelle direzioni X e Y) e momenti (nei piani XZ, YZ e XY) agenti sul pinto che sono necessari per equilibrare le sollecitazioni sviluppate nei pali.

Una combinazione di carichi esterni V (carico verticale), H_x (carico orizzontale in direzione x), M_y (momento intorno all'asse y), H_y (carico orizzontale in direzione y), M_x (momento intorno all'asse x) ed rotazioni (spostamento verticale w, spostamento orizzontale nella direzione x u_x , rotazione intorno l'asse y θ_y , spostamento orizzontale nella direzione y u_y , rotazione intorno l'asse x θ_x e rotazione intorno l'asse z θ_z): questi ultimi sono legate alla prima dalla matrice globale delle rigidità 6×6 [K]:

$$\begin{Bmatrix} V \\ H_x \\ H_y \\ M_x \\ M_y \\ M_z \end{Bmatrix} = [K] \cdot \begin{Bmatrix} w \\ u_x \\ \theta_y \\ u_y \\ \theta_x \\ \theta_z \end{Bmatrix} \quad (4)$$

La matrice $[K]$ 6×6 rappresenta le rigidità globali del sistema terreno-struttura, e può essere utilizzata come condizione al contorno per l'analisi della sovrastruttura. È ragionevole assumere che non ci sia interazione tra la risposta orizzontale nelle direzioni X e Y, cioè i coefficienti di rigidità K_{25} , K_{34} , K_{35} , K_{42} , K_{43} , K_{52} e K_{53} siano tutti pari a zero. Invertendo la matrice $[K]$ è possibile ottenere la matrice globale di flessibilità $[F]$, pertanto è possibile ottenere le deformazioni in testa al palo per tutte le combinazioni di carico.

$$\begin{Bmatrix} u_x \\ \theta_y \\ u_y \\ \theta_x \\ \theta_z \end{Bmatrix} = [F] \cdot \begin{Bmatrix} H_x \\ M_y \\ H_y \\ M_x \\ M_z \end{Bmatrix} \quad (5)$$

Al fine di ottenere le sollecitazioni agenti sui pali per le condizioni di carico analizzate, le sollecitazioni $\{t_p\}$ dovute alle condizioni al contorno unitarie devono essere scalate tenendo in considerazione gli spostamenti e le rotazioni effettivi della fondazione. Infine, integrando le tensioni normali, di taglio e torsionali agenti sui pali, è possibile fornire la distribuzione delle sollecitazioni di sforzo normale taglio e momento agenti su ogni palo. Nel caso specifico, si è concordato di effettuare l'analisi di interazione in due dimensioni su un piano longitudinale, utilizzando delle combinazioni di carico conformi "fittizie", basate su combinazioni allo stato limite di esercizio che simulano la frenata del convoglio ferroviario, e che coprono uno spettro di variabilità delle condizioni di sollecitazione sufficientemente ampia. Le combinazioni utilizzate nell'analisi sono riportate nella tabella seguente.

Tabella 2 – Combinazioni di carico per l'interazione binario-struttura.

Vandic pk 85-387 - Pile Fixe P7 - (n=16 piles (L=23m))											
Sollicitations appliquées à l'extrados de la semelle											
	S HTD 1	S HTD 2	S HTD 1	S HTD 2	C HTD 1	C HTD 2	C HTD 1	C HTD 2	C HTD 1	C HTD 2	
N [kN]	20000	20000	20000	20000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	
Fx [kN]	1000	3000	1000	3000	1000	3000	1000	3000	1000	3000	
Fy [kN]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Mx [kNm]	10000	30000	10000	30000	10000	30000	10000	30000	10000	30000	
My [kNm]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Sollicitations appliquées à l'intrados de la semelle											
N [kN]	35510	35510	35510	35510	55510	55510	55510	55510	55510	55510	
Fx [kN]	1000	3000	1000	3000	1000	3000	1000	3000	1000	3000	
Fy [kN]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Mx [kNm]	13000	39000	13000	39000	13000	39000	13000	39000	13000	39000	
My [kNm]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	

5. Conclusioni

L'adozione del software di calcolo Repite ha permesso una simulazione realistica del comportamento delle fondazioni dei viadotti ferroviari nelle differenti combinazioni di carico, ed in particolare in quella tipo SLE al fine della verifica dell'interazione binario-struttura, che più volte è risultata dimensionante in ragione della limitata tolleranza ammessa sugli spostamenti. I risultati ottenuti, se confrontati con i corrispettivi di un'analisi classica (distribuzione dei carichi in testa ai pali disgiunta dalla verifica di interazione terreno-fondazione) hanno evidenziato a luoghi la possibilità di ottimizzazione della fondazione a fronte del medesimo livello prestazionale, ed altrove la necessità di conseguire una maggior rigidità in fondazione al fine di soddisfare la verifica binario-struttura. Così facendo è stato possibile perseguire una progettazione esecutiva delle fondazione del tutto aderente alla realtà, prendendo in considerazione l'effettivo comportamento dei pali in gruppo a fronte delle specifiche condizioni geotecniche e delle combinazioni di carico, evitando a seconda dei casi sovra o sotto dimensionamenti che sarebbero conseguiti all'adozione di metodi di calcolo più semplificati.

6. Bibliografia

- Basile, F. (2003). Analysis and design of piles groups. *Numerical Analysis and Modelling in Geomechanics* (ed. J. W. Bull), Spon Press (Taylor & Francis Group Ltd), Oxford, Chapter 10, 278-315.
- Eurocode EN 1997-1 (2007) – Calcoli géotechnique (NF EN 1997-1, « Règles générales », NF EN 1997-2 « Reconnaissance des terrains et essais » et Annexe Nationale (NF EN 1997-1-NA).
- Eurocode EN 1998-1 (2005) – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes (NF EN 1998-1, « Règles générales », NF EN 1998-2 « Pons » et NF EN 1998-5 « Fondations ») et Annexes Nationales (NF EN 1998-1-NA, NF EN 1998-2-NA, NF EN 1998-5-NA).
- Mindlin, R. D. (1936). "Force at a point in the interior of a semi-infinite solid", *Physics* 7, 195-202.
- Poulos, H.G. (1979). *Settlement of single piles in nonhomogeneous soil*, J. Geotech. Engng, Am. Soc. Civ. Engrs 105, No. GT5, 627-641.
- Steinbrenner, W. (1934). Tafein zur Setzungsberchnung, Strasse 1, 221.