

鉄筋コンクリート床版片持部を想定した風荷重載荷試験および輪荷重走行試験

大阪大学大学院 学生員 ○野田恭平 Hitz 日立造船(株) 正会員 杉原伸泰

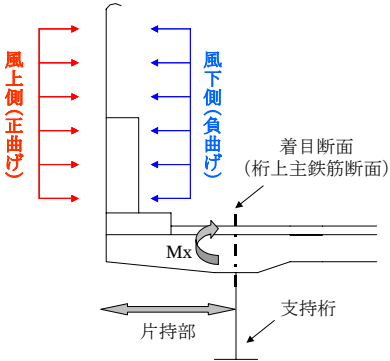
大阪大学大学院 正会員 大西弘志 大阪大学大学院 フェロー 松井繁之

1.研究の目的

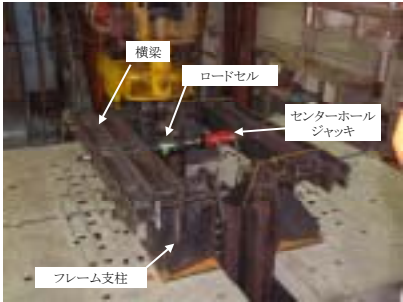
道路橋床版片持部における限界状態を考慮した合理的な設計曲げモーメント式を確立するために、これまで片持部供試体に対して輪荷重走行試験を実施しひび割れ状態における断面力状態を評価してきた。ところで、都市部高架橋においては高遮音壁を設置し騒音対策を行っている。従って、風荷重の受圧面積の増加に伴い片持部の主鉄筋断面に作用する曲げモーメントの負荷も増大する。そして、風荷重によってひび割れが発生し主鉄筋断面の剛性が低下した場合、輪荷重載荷時における限界状態に相違が生じ断面力状態に変化を与える。このことから走行荷重と風荷重の作用を合成して設計法に反映する必要がある。そこで、RC 床版片持部供試体に対して輪荷重走行試験を実施する前に風荷重を想定した静的載荷試験を行い、風荷重によるひび割れ発生後の断面剛性の劣化状態を評価するとともに、走行荷重載荷時の劣化進展の特性を確認することとした。

2.風荷重載荷試験

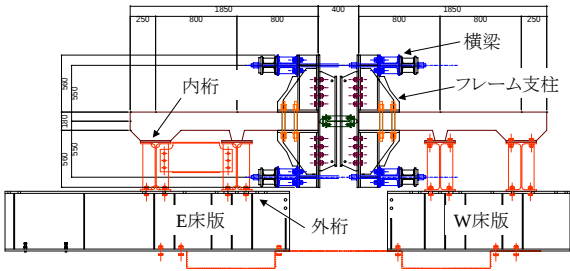
本実験では、高さ 5m の高遮音壁、高さ1m の壁高欄を有する実橋梁を想定し、設計基準風速を 40m/s として表－1 に示す設計曲げモーメントを算定した。対象とする実橋梁の概略図と着目断面を図－1 に示す。床版供試体は、床版厚を 180mm とした RC 床版(RC3)である。なお、実験供試体は縮小モデルとしている。供試体諸元を表－2 に示す。上述した風荷重による設計曲げモーメントを作用させるために、図－2、写真－1 に示すような門型フレーム装置を作成し、押し引きのセンターホールジャッキを橋軸方向中央で床版の上下



図－1 実橋梁概略図



写真－1 風荷重載荷試験装置設置状況



図－2 風荷重載荷試験装置正面図

方に 1 体ずつ挿入し 横梁に集中荷重を与えることでフレーム支柱を介して床版の L / 4 点の左右 2 点でモーメントを作用させた。本来、風荷重は水平分布荷重として 遮音壁に作用するが、実験装置の都合上、分布荷重に等価な集中荷重を与えることとした。また、2 体の供試体を突き合わせた状態で設置し 2 体同時載荷とした。図－3 に水平荷重の載荷プログラムを示す。ここに正曲げを与える風上側荷重を正とし、負曲げを与える風下側荷重を負とする。水平荷重は床版表面から 550mm の位置で最大荷重まで漸増させながら載荷した。載荷荷重はジャッキ 1 体分の値とし、この載荷プログラムを 5 回行った。本実験では、風荷重として分布荷重ではなく、それに等価な集中荷重を載荷したため橋軸方向に等分布なモーメントが作用していることを確

表－1 風荷重による設計曲げモーメント

設計曲げモーメント	実橋梁Mx (kN・m/m)	RC3供試体Mx (kN・m/m)
風上側(正曲げ)	53.0	20.6
風下側(負曲げ)	-26.5	-10.3

表－2 供試体諸元

供試体	張出し長 (mm)	床版厚 (mm)	主鉄筋間隔(mm)		配力鉄筋間隔(mm)	
			上側	下側	上側	下側
RC3	800	180	D19@175	D19@350	D16@250	

キーワード:道路橋床版片持部, 風荷重載荷試験, 輪荷重走行試験, 断面剛性, 設計曲げモーメント

連絡先: 〒565-0871 吹田市山田丘 2 番 1 号 建設棟 6F625 TEL06-6879-7618 FAX06-6879-7621

認する必要がある。そこで床版供試体について図-4 に示した外桁上の A-A 断面における最大荷重載荷時の圧縮側の橋直方向ひずみ分布図(図-5)を作成したが、ほぼ一様に荷重が作用しているといえる。RC3 供試体におけるひずみの着目点を図-4、荷重-ひずみ曲線を図-6 に示す。また、全断面有効時および引張側コンクリート無視時の荷重-ひずみ曲線も併記する。上面、下面ともに外桁上付近で直線状のひび割れが1本発生した。一回目載荷において正曲げ時、負曲げ時ともに設計荷重付近に至るまでは全断面有効で推移しているが、最大荷重載荷時に活荷重ひずみが大きく増加していることから主鉄筋断面の剛性が大幅に低下したと考えられる。着目点における活荷重ひずみの実測値からひび割れ深さおよび主鉄筋断面の残存剛性の推定を行った結果、正曲げによる下面ひび割れの深さ、負曲げによる上面ひび割れの深さともに床版厚 18cm に対して 7.5cm 程度であると推測される。ただし、残存剛性としては引張側コンクリートを無視したものものの 1.5 倍程度であった。

3. 輪荷重走行試験

風荷重載荷試験後、図-7 に示すように輪荷重走行試験を行った。風荷重載荷試験と同様、2 体同時載荷として、載荷プログラムは、150kN 載荷を 10000 往復、200kN 載荷を 23000 往復とした。下面では、これまでの床版と同様に早期に橋軸直角方向ひび割れが発生し、外桁上のハンチ付近まで進展した。また側面のひび割れ状況から橋軸直角方向ひび割れは床版全厚をほぼ貫通していることが確認できた。上面においては、外桁上付近に橋軸方向ひび割れが発生しており、その形状はこれまでの床版と同様であったが、発生が早期に確認されたことについては、風荷重載荷試験による主鉄筋断面の劣化が影響していると考えられる。図-8 に輪荷重直下の相対活荷重たわみ(200kN 換算)の経時変化を示す。この図に直交 2 方向断面ともに引張側のコンクリートを無視した断面剛性を用いて算出したたわみ値も併記した。W 床版、E 床版ともに 200kN 荷重上昇後、たわみは増加傾向にありひび割れによる劣化進展度が大きいといえる。特に W 床版については、使用限界状態に至りせん断破壊した。このことから風荷重による主鉄筋断面の剛性低下によって、走行荷重下では配力鉄筋断面へのモーメント分配が大きくなり配力鉄筋断面の劣化が大幅に進展したといえる。その結果、梁状が進み輪荷重に対する有効幅が小さくなり、せん断破壊に至ったと考えられる。従って、風荷重によって主鉄筋断面の剛性低下がある場合、モーメント比率の変化によって輪荷重載荷時における限界状態に相違が生じるといえる。

謝辞 本研究は平成 14 年度科学研究費補助金基盤研究(B)を得て行ったものである。

参考文献 1) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 2002.3

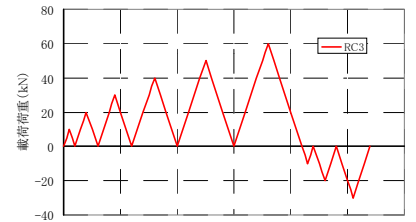


図-3 載荷プログラム

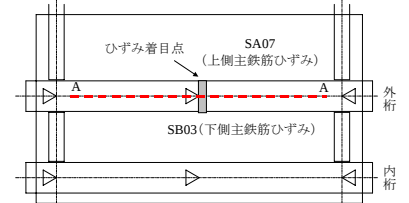


図-4 ひずみ着目点

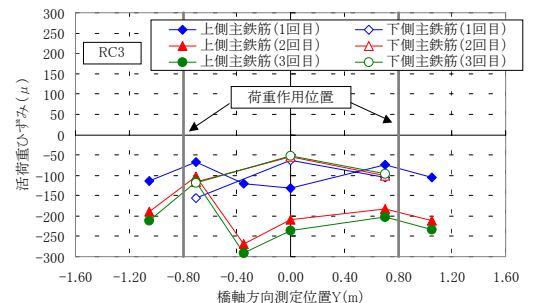


図-5 活荷重ひずみ分布

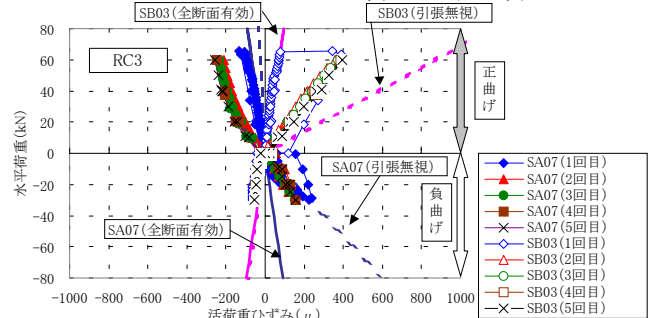


図-6 荷重-ひずみ曲線

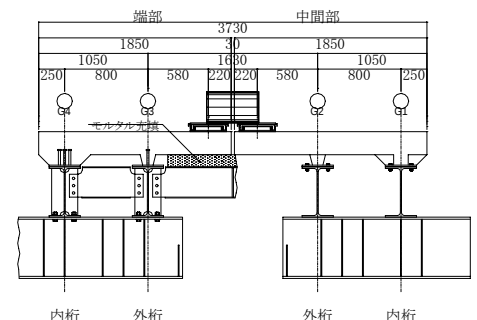


図-7 輪荷重走行試験概略図

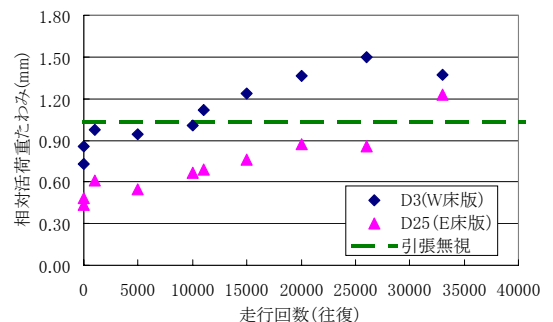


図-8 相対活荷重たわみ経時変化